

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE DO IMPACTO DE TÚNEIS EM ESTRUTURAS  
LINDEIRAS**

**CLARA MAGALHÃES TOFFOLI**

**ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS**

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM GEOTECNIA**

**BRASÍLIA / DF: DEZEMBRO / 2018**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE DO IMPACTO DE TÚNEIS EM ESTRUTURAS  
LINDEIRAS**

**CLARA MAGALHÃES TOFFOLI**

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.**

**APROVADA POR:**

---

**ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD  
(ORIENTADOR)**

---

**LUIS FERNANDO MARTINS RIBEIRO, PhD  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**VINÍCIUS RESENDE DOMINGUES, MSc  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 05 de DEZEMBRO de 2018.**

## FICHA CATALOGRÁFICA

TOFFOLI, CLARA MAGALHÃES: Análise do impacto de túneis em estruturas lindeiras, 2018.

xii, 65 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2018)

Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Túneis

2. Impacto

3. Recalque

4. Método dos Elementos Finitos

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

TOFFOLI, C.M. (2018). Análise do impacto de túneis em estruturas lindeiras. Monografia de Projeto Final, Publicação G.PF-001/90, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 65 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Clara Magalhães Toffoli

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Análise do impacto de túneis em estruturas lindeiras

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Civil / 2018

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Clara Magalhães Toffoli

SQSW 303 F 402

70673-306 – Brasília/DF - Brasil

*Aos engenheiros que deram início  
a essa jornada: vô e vó.*

# **ANÁLISE DO IMPACTO DE TÚNEIS EM ESTRUTURAS LINDEIRAS**

## **RESUMO**

Quando se constrói túneis, as estruturas lindeiras são afetadas de diversas formas. É feita neste trabalho uma análise desses impactos nessas estruturas, sendo estas casas, prédios, redes de água, esgoto e pluviais, além de outros túneis. Existem diversos tipos de impactos que são observados, alguns que devem ser extensivamente discutidos em fase de projeto. Na pesquisa que segue serão analisados alguns deles, os que se julgou mais enfáticos e contextualizados, divididos em impactos relacionados à engenharia em si e ao meio como um todo. O primeiro deles é o recalque induzido, que dependendo do nível pode causar danos estruturais severos nas estruturas adjacentes. Assim, são analisadas as variáveis mais diretamente relacionadas a ele e as formas de mitigá-lo. Outro impacto é a vibração que a etapa de construção pode causar no meio, devido ao uso de explosivos e à liberação de grandes tensões *in situ*. Essa consequência pode causar tanto dano estrutural como incômodo aos habitantes próximos. São estudadas suas fontes principais e a forma de contorná-la, além de restrições legais nos países. Por fim são analisados dois impactos menos relacionados à fase de obra e controlados pela engenharia, que são a forma como a presença do túnel no subterrâneo afeta a hidrogeologia da região e a forma como se propagam as ondas sísmicas que percorrem o meio próximo. Na segunda parte, é feita por meio de software de método dos elementos finitos (Plaxis) uma análise do recalque distorcional induzido em estrutura com fundações profundas do tipo estaca, advinda de projeto e sondagem geotécnica reais, pela escavação do túnel. Os parâmetros do túnel são variados para poder elaborar análise qualitativa do impacto de sua variação neste recalque.

# SUMÁRIO

1. Introdução.....	1
2. Impactos Relacionados à Engenharia .....	2
2.1. Recalque .....	2
2.1.1. Efeito Causado por Estruturas .....	4
2.1.2. Estudos de Casos.....	7
2.1.2.1. Metrô de Bangkok, Tailândia (Sirivachiraporn <i>et al.</i> , 2012): uso de TBM ( <i>tunnel boring machines</i> ) .....	7
2.1.2.2. Metrô de Shiraz, Iran (Mirhabibi <i>et al.</i> , 2012) .....	8
2.2. Vibrações.....	9
2.2.1. Vibrações causadas pelo método executivo.....	9
2.2.2. Vibrações causadas pela redistribuição de tensões .....	16
2.2.3. Vibrações causadas pelos trens que circulam em seu interior .....	20
3. Outros Impactos.....	23
3.1. Águas Subterrâneas .....	23
3.2. Terremoto .....	26
4. Metodologia e parâmetros da modelagem.....	29
4.1 Software .....	29
4.2 Projeto .....	30
4.3 Sondagem .....	31
5. Resultados.....	34
5.1 Túnel centralizado com raio de 3 m e profundidade de 25 m .....	34
5.2 Túnel lateralizado com raio de 3 m e profundidade de 25 m.....	37
5.3 Túnel centralizado encostado na ponta das estacas.....	39
5.4 Túnel centralizado com raio de 3 m e profundidade de 35 m .....	41
5.5 Túnel centralizado com raio de 5 m e profundidade de 35 m .....	43
5.6 Diagramas de esforços do sistema de suporte do túnel.....	45
6. Análise dos Resultados .....	49
7. Considerações Finais .....	51
8. Referências .....	53

# LISTA DE FIGURAS

<b>Figura</b>	<b>Página</b>
Figura 2.1 – Campo de movimentações provocadas pela escavação do túnel (Selby, 1999, modificado).....	4
Figura 2.2 - Exemplo de malha de elementos finitos (Potts & Addenbrook, 1997).....	6
Figura 2.3 - Linha azul do sistema MRT (Google Maps, 2018).....	7
Figura 2.4 - Linha 1 do metrô de Shiraz (Wikipedia, 2018).....	8
Figura 2.5 - Determinação de frequência natural de edificação típica na área do estudo (M. P. Roy et al., 2016, modificado).....	11
Figura 2.6 - Resposta do concreto projetado do sistema de suporte às vibrações da escavação adjacente (Xia et al., 2011, modificado). ....	12
Figura 2.7 - Obra do lote Alameda-Saldanha, metro de Lisboa (Dinis et al., 2006). ....	14
Figura 2.8 - Localização dos pontos de medição e do túnel do metrô (em vermelho) (Dinis et al., 2006). ....	15
Figura 2.9 - “Empacotamento” das partículas e respectivos caminhos da onda para o FEM (W. Cao et al., 2016, modificado).....	17
Figura 2.10 - Campo de vetores velocidade para diferentes variáveis de entrada (W. Cao et al., 2016, modificado). ....	18
Figura 2.11 - Relação entre tempo de descarregamento e velocidade (W. Cao et al., 2016, modificado).....	18
Figura 2.12 - PPV em função do raio para diferentes tempos de descarregamento (W. Cao et al., 2016, modificado). ....	19
Figura 2.13 - Ação combinada da vibração da explosão e das vibrações causadas pelo alívio de tensão para diferentes tempos de descarregamento (W. Cao et al., 2016, modificado).....	19
Figura 2.14 - Assinatura típica das vibrações oriundas das diferentes fontes (W. Cao et al., 2016, modificado).....	20
Figura 2.15 - Mecanismo de geração e propagação de vibração e ruído devido aos trens (Kurzweil, 1979, modificado).....	21
Figura 3.1 - Rebaixamento causado pela drenagem do subterrânea (Attard, 2016, modificado).....	24
Figura 3.2 - Concentração de íons nas águas analisadas adjacentes à obra de túnel na Suécia (adaptado de Mossmark et al., 2010, modificado).....	25
Figura 3.3 - Relação entre aceleração em casos onde há presença de túnel e onde há campo livre para diferentes acelerações de origem (Baziar et al., 2014, modificado). ....	27
Figura 3.4 - “Coeficientes de amplificação” para diferentes amplitudes de onda sísmica de origem (Baizar et al., 2014, modificado). ....	28
Figura 4.1 - modelo gerado pela autora no Plaxis .....	33
Figura 5.1 - malha deformada para o túnel centralizado com raio de 3 m com deformações majoradas em 20.000 vezes .....	35
Figura 5.2 - deslocamentos totais do túnel centralizado com raio de 3 metros .....	35

Figura 5.3 - deslocamentos verticais para o túnel centralizado com raio de 3 metros .....	36
Figura 5.4 - tensões totais da configuração modelada .....	37
Figura 5.5 - malha deformada para o túnel lateralizado com raio de 3 m e profundidade de 25 m com deformações majoradas em 20.000 vezes .....	38
Figura 5.6 - deslocamentos totais para o túnel lateralizado com raio de 3 m e profundidade de 25 m .....	38
Figura 5.7 - deslocamentos verticais para o túnel lateralizado com raio de 3 m e profundidade de 25 m.....	39
Figura 5.8 - malha deformada para o túnel encostado na ponta das estacas, com deformações majoradas em 200.000 vezes .....	40
Figura 5.9 - tensões totais para o túnel encostado na ponta das estacas .....	40
Figura 5.10 - malha deformada para o túnel centralizado com raio de 3 m e profundidade de 35 m com deformações majoradas 20.000 vezes .....	41
Figura 5.11 - deslocamentos verticais para o túnel centralizado com raio de 3 m e profundidade de 35 m .....	42
Figura 5.12 - deslocamentos verticais para o túnel com 3 m de raio de profundidade de 25 m .....	42
Figura 5.13 - malha deformada para o túnel centralizado com raio de 5 m e profundidade de 35 m, com as deformações majoradas em 10.000 vezes.....	43
Figura 5.14 - deslocamentos totais para o túnel centralizado com raio de 5 m e profundidade de 35 m.....	44
Figura 5.15 - deslocamentos verticais para o túnel com raio de 5 m e profundidade de 35 m .....	44
Figura 5.16 - diagrama de esforços normais do revestimento do túnel .....	46
Figura 5.17 - diagrama de esforços cortantes do revestimento do túnel.....	46
Figura 5.18 - diagrama de momento fletor do revestimento do túnel.....	47
Figura 5.19 - estado deformado do revestimento do túnel.....	47



# LISTA DE TABELAS

<b>Tabela</b>	<b>Página</b>
Tabela 2.1 - Limites de PPV na Islândia (ITATech Report N° 8, APRIL 2016, adaptado). ...	12
Tabela 2.2 - Limites de V0 no regulamento sueco (ITATech Report N° 8, APRIL 2016, adaptado).....	13
Tabela 2.3 - Valores de Fb (ITATech Report N° 8, APRIL 2016, adaptado). ....	13
Tabela 2.4 - Valores de Fm (ITATech Report N° 8, APRIL 2016, adaptado). ....	13
Tabela 2.5 - Valores de Ft (ITATech Report N° 8, APRIL 2016, adaptado). ....	13
Tabela 4.1 - Parâmetros do Bloco de Fundação .....	30
Tabela 4.2 - Parâmetros do Revestimento do Túnel .....	30
Tabela 4.3 - Parâmetros da Camada Superior de Solo.....	31
Tabela 4.4 - Parâmetros da Camada Intermediária de Solo.....	32
Tabela 4.5 - Parâmetros da Camada Inferior de Solo .....	32
Tabela 6.1 - Recalques distorcionais para as diferentes configurações. ....	49
Tabela 6.2 - Efeitos do recalque distorcional.....	50

# 1. Introdução

Atualmente, cada vez mais crescem as cidades e suas populações. Uma enorme parte da população mundial vive nesses ambientes urbanos e requer diariamente infraestrutura para atender às suas necessidades, como distribuição de água tratada, coleta de esgoto, transporte etc. Porém, o espaço disponível na superfície é restrito e, na maioria dos casos, já está densamente ocupado. Neste contexto surgem os túneis, que são estruturas enterradas que ocupam na superfície apenas o espaço para sua entrada e saída, também chamadas de emboques e desemboques. Esses túneis têm múltiplas aplicações e sanam uma grande quantidade de necessidades da população urbana, como as já citadas. Além delas, existem outras aplicações para estruturas subterrâneas em geral, como por exemplo, cavernas para disposição de rejeito radioativo ou simples estoque de materiais civis ou militares.

Os túneis são construídos no espaço subterrâneo, e sua construção traz impactos, que podem se transformar em problemas, àquilo que está na superfície acima ou próximo a eles ou mesmo enterrado nas proximidades de sua passagem. Esses impactos são vários, como por exemplo recalques na superfície acima do túnel. Nela podem estar construídos prédios, e assim esse recalque pode ser um problema para essas estruturas. Outro exemplo de problema que o túnel pode trazer é a vibração, que pode ter diferentes origens. Além desse, a construção do túnel afeta a hidrogeologia do local, por representar um obstáculo ao fluxo de água de um eventual lençol.

Dessa forma, esse trabalho tem como objetivo descrever alguns desses impactos de forma a melhor conhecê-los. A motivação é ter capacidade de levar esses impactos em consideração quando em fase de projeto de túnel ou estrutura subterrânea semelhante, algo que, conforme foi descrito acima, tende a acontecer cada vez mais. Além disso, pode-se chegar a conhecer também formas de mitigar os danos causados por obras já existentes, haja vista seu melhor entendimento pelas equipes de manutenção e solução de patologias. Assim, a importância do tema está na indexação desses efeitos para possibilitar elencá-los e relacionar e reunir o que se sabe sobre cada um deles.

A revisão bibliográfica tem uma seção para cada tipo de dano que a escavação e operação do túnel provocam. Entre elas estão o recalque, as vibrações, a alteração na forma como se propagam as ondas sísmicas devido ao túnel e as alterações na hidrogeologia local. Quanto às vibrações, três de suas diferentes origens são abordadas, as quais são aquelas causadas pelo método construtivo que faz uso de explosivos, as causadas pela redistribuição de tensões e as decorrentes do emprego da estrutura como parte de um sistema ferroviário onde passam trens, que geram vibrações.

Após, diversas configurações do sistema solo-túnel-estrutura são modeladas em *software* de elementos finitos, no caso particular o Plaxis, para conhecer mais especificamente o recalque provocado por essa escavação. Escolheu-se esse tópico em particular para se expandir por ser ele um dos que traz consequências mais severas. As variações do modelo envolvem variações de raio, profundidade e posição do túnel. A partir delas estuda-se o recalque distorcional induzido e seu impacto nessas estruturas.

## A. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2. Impactos Relacionados à Engenharia

#### 2.1. Recalque

Um dos principais problemas causados pelos túneis nas estruturas lindeiras é o recalque que esses causam no solo que é então transmitido para as estruturas. Essas estruturas podem estar enterradas no solo, como tubulações, ou estar sobre ele, como edifícios. Esses edifícios, porém, tem fundações que interagem com solo entorno do túnel e, portanto, são afetadas pelo recalque.

A construção de um túnel pode afetar também outros túneis. Em casos de construção de um novo túnel nas proximidades de outro já existente é muito importante avaliar a interação entre eles. No caso do túnel de Hanna, no Japão, que liga Osaka e Nara, a construção do túnel teve que ser muito bem controlada devido a presença de outro onde passam trens. No Japão, onde há enorme desenvolvimento e conseqüentemente muitos túneis, essa situação é frequente e bastante estudada.

Um dos principais efeitos da escavação é o alívio de tensões no meio escavado. Antes de escavar o túnel, existem ali tensões, conhecidas como tensões *in situ*. Essas tensões já estão ali aplicadas há muito tempo, o que faz com que os deslocamentos que elas realizariam já tenham ocorrido em algum ponto passado do tempo geológico. Assim, quando há a escavação e esse tensor de tensões é alterado, novas tensões são induzidas e provocam novos deslocamentos, no sentido de dispersar a energia potencial de deformação envolvida. Essas novas tensões podem ser calculadas, por exemplo, pelas fórmulas de Kirsh. Esses deslocamentos levam o solo a um novo estado estático, no qual a bacia de recalques está plenamente desenvolvida. Vale observar que a tensão vertical é a geostática, calculada através da multiplicação da altura da coluna pelo peso específico, e se relaciona com a tensão horizontal por meio do coeficiente  $K_0$ .

Nesse contexto, percebeu-se que o recalque causado por um túnel numa condição na qual não há estruturas sobre o solo é diferente daquele que ocorre onde essas estruturas estão presentes. A primeira condição é chamada, em inglês, de *Green Field Conditions (GF)*, termo que pode ser traduzido para o português como condição de campo livre. Nela, não há influência de outras estruturas além do túnel, e o solo tem apenas sua própria estrutura para resistir aos deslocamentos impostos.

Percebeu-se também com a experiência que a bacia de recalques pode ser aproximada pela curva da distribuição normal de Gauss. Isso quando eles já estão plenamente desenvolvidos, ou seja, alguns diâmetros atrás da frente de escavação. Assim, alguns dos equacionamentos propostos, como o proposto por Attewell, 1978 está ligado a essa curva e tem um ponto médio, que equivale ao recalque máximo (que se dá sobre o eixo do túnel na condição GF) e dois pontos de inflexão, os quais estão distantes  $i$  do eixo longitudinal do túnel. Nesses pontos de inflexão há mudança no tipo de esforço predominante, sendo compressivo no trecho entre esses pontos e de tração da parte compreendida fora desse intervalo.

É importante observar que entre a escavação propriamente dita e a ocorrência do recalque existe um intervalo de tempo. Um dos fatores ao qual isso está ligado é o tempo que a água leva para sair dos vazios e deixar que esses pequenos espaços sejam fechados. Vale observar que apesar disso ocorrem recalques antes da chegada da frente de escavação sob o ponto, e que isso está ligado ao alívio de tensões na face do túnel em execução. Esses recalques prévios, porém, são pequenos. Dessa forma, os recalques estão plenamente desenvolvidos apenas depois de algum tempo da passagem da frente de escavação sob o ponto, e essa medida costuma ser feita em que quantidades de diâmetros do túnel para trás pode-se observar a bacia estabilizada, ou seja, completamente desenvolvida.

Além da forma do campo de recalques, é importante compreender que o túnel tende a deslocar-se no sentido de seu “fechamento” após ser escavado, proporcionando a “perda de solo no túnel”, que pode ser relacionada com o volume inicialmente escavado para criar um fator adimensional expresso em porcentagem. Os dois volumes são medidos considerando uma “fatia” de um metro de túnel.

Esse volume está relacionado à “perda de solo na superfície”. Além destes, pode haver variação no volume do solo ao ocorrer a redistribuição de tensões proporcionada pela escavação. Solos arenosos pouco compactados tendem a reduzir seu volume ao receberem novas tensões, assim como o solo argiloso colapsível de Brasília, por exemplo. Dessa forma, esse aumento ou redução de volume do solo adjacente, ao qual soma-se ou subtrai-se o volume de solo que se moveu para dentro do túnel resulta no volume da bacia de recalque. Lembrando que todos esses volumes são dados para “fatias” de um metro de sistema. As relações de variações de volume foram descritas por Cording *et al.* em 1976.

Nesse âmbito, um dos grupos de equações propostos pelos estudos é o de Attewell (1978 e 1986), que criou equações para descrever o deslocamento vertical e horizontal de um ponto. Nesse estudo considera-se a condição GF e a função normal de Gauss como formato da bacia de recalques na superfície. Além disso, a situação descrita é após a estabilização do recalque, ou seja, quando todo ele já ocorreu. Na Equação 2.1 prevê-se o deslocamento vertical de um ponto na superfície.

$$w = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi}} \frac{\exp(-y^2/2i^2)}{i} \quad (2.1)$$

Na equação,  $w$  representa o recalque no ponto,  $V_s$  é a perda de solo na superfície,  $y$  é a distância horizontal entre o ponto e o eixo do túnel e  $i$  é a distância entre os pontos de inflexão da curva normal. Vale observar que a perda de solo costuma ser de 0,5 a 2% em solos coesivos (Selby, 1999).

Para o deslocamento horizontal, ou seja, deslocamento do ponto horizontalmente em direção ao eixo do túnel tem-se a Equação 2.2, que vale para pontos em quaisquer profundidades.

$$v = \frac{-n}{z_0 - z} yw \quad (2.2)$$

Na equação,  $v$  é o deslocamento do ponto,  $z_0$  é a profundidade do túnel,  $z$  é a profundidade do ponto,  $y$  e  $w$  representam o mesmo que na equação anterior e  $n$  tem valor próximo a 1.

De posse dessas equações é possível ter noção do formato usual desses deslocamentos, conforme apresentado na Figura 2.1.

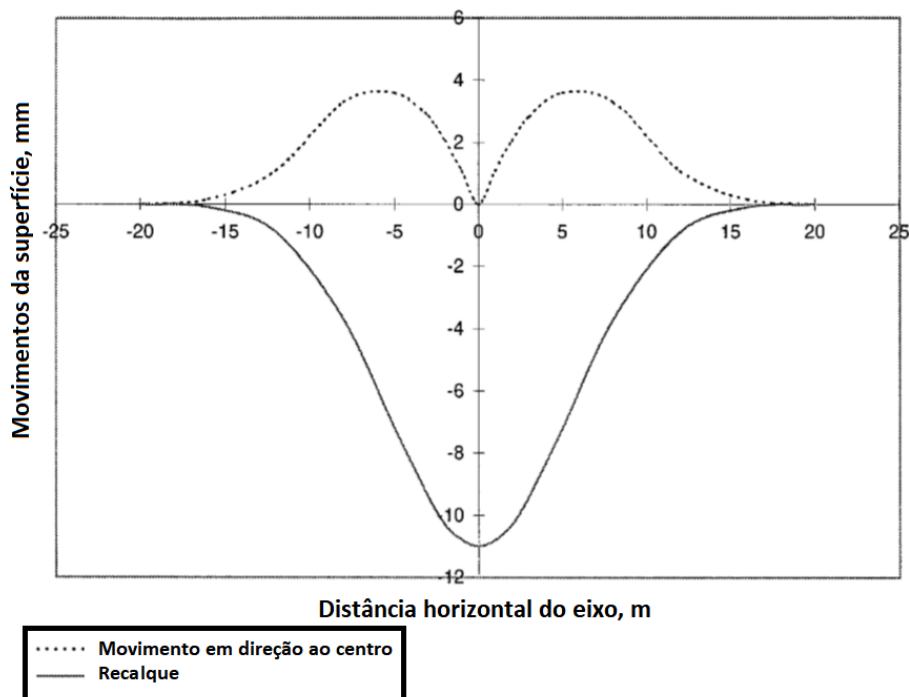


Figura 2.1 – Campo de movimentações provocadas pela escavação do túnel (Selby, 1999, modificado).

### 2.1.1. Efeito Causado por Estruturas

Quando as condições GF não são mais presentes, deve-se observar a interação das estruturas lindeiras com o recalque. Essa interação tem sido alvo de diversos estudos, que procuram quantificar esse efeito e descobrir quais são os fatores que mais influenciam nessa relação. É possível concluir através desses vários estudos que a presença de um prédio faz a bacia de recalques não mais ter o formato da função normal de Gauss. Assim, além da escavação do túnel causar recalques nas superfícies que afetam os prédios, os prédios também afetam o recalque, configurando um relacionamento de mão-dupla entre túnel e estrutura.

A ideia por trás dessas pesquisas é que essas estruturas apresentam rigidez, e dessa forma são capazes de absorver esforços e então apresentar tensões em suas partes. Assim, o recalque que ocorreria na situação GF não é mais o observado. A estrutura ajuda a reduzir a bacia de recalque, e passa a ser necessário um novo método para quantificá-la, que dessa vez observa esse efeito. Dessa forma, passa a ser feita uma abordagem diferente do problema, em que se leva em consideração essa interação. Nela, para quantificar os recalques, estuda-se o sistema túnel-solo-prédio, ao invés de cada um separadamente.

Para isso, é necessária uma forma de descrever a edificação física e matematicamente, e também uma descrição para sua interação com o solo, ou seja, a forma e a intensidade que o solo transmite os esforços que recebe devido às escavações para o prédio. Alguns dos estudos consideram o prédio como uma viga infinitamente elástica de módulo equivalente ao desse prédio, e para isso utilizam o teorema dos eixos paralelos para considerar o efeito de cada uma das lajes do edifício no módulo final considerado. Vale observar que se considera que essa viga não tem peso próprio, ou seja, não aplica tensões no solo devido a ele. Já outro trabalho, feito por Twana *et al.*, 2018, considera um prédio perpendicular ao túnel e posicionado de forma que tenha apenas uma de suas extremidades sobre o eixo do túnel. Neste estudo, o prédio é modelado como uma viga em balanço, cuja extremidade em balanço está sobre o eixo do túnel.

Quanto ao tipo de interação entre solo e estrutura, pode-se considerar que eles são indeslocáveis um em relação ao outro (posicionando então elementos da malha de elementos finitos sobre a separação), o que faz reduzir ainda mais o recalque induzido, ou considerar algum tipo de deslocamento relativo, aumentando os graus de liberdade entre os dois elementos. Essa segunda alternativa é mais realista e leva, em geral, a recalques no solo um pouco maiores do que a anterior.

Além disso, o solo é considerado na maioria dos casos como um meio elástico e descrito pela envoltória de Mohr-Coulomb para analisar sua resistência.

Nesse contexto, a tendência é tentar encontrar quais são os fatores que de fato importam nessa relação entre prédio e recalque induzido pela construção de um túnel. Assim, existem diversos estudos que buscam descobrir esses fatores, considerando situações diferentes (tipo de solo, profundidade do túnel, método de escavação, presença de água etc.). Um deles foi feito por Potts e Addenbrook em 1997, o qual será melhor abordado abaixo.

O estudo é feito motivado pelas queixas feitas pelos donos de estruturas lindeiras que uma das expansões do metrô de Londres causou. Logo, o solo em questão é a argila de Londres. Esse estudo foi paramétrico, ou seja, analisou através do método dos elementos finitos diversas situações para poder criar parâmetros que levam em consideração as características das estruturas lindeiras e consequentemente encontrar os fatores modificadores, que relacionam o valor daquele dado para a situação GF e para a situação com o prédio presente. Entre esses modificadores há para máxima tensão horizontal de tração e compressão e o para as taxas de deformação de pontos diretamente sobre a estrutura, por exemplo.

Esses parâmetros são dados pela equação 2.3 e 2.4.

$$\rho^* = \frac{EI}{E_s H^4} \quad (2.3)$$

$$\alpha^* = \frac{EA}{E_s H} \quad (2.4)$$

Nas Equações,  $E$  é o módulo de Young da viga equivalente,  $H$  é sua meia altura,  $A$  sua área de seção e  $E_s$  um fator representativo da rigidez do solo. O primeiro é adimensional e o segundo tem unidade  $m^{-1}$ . Posteriormente há um estudo (Franzius *et al.*, 2006) propondo alterar esses fatores para que se tornem os dois adimensionais e, assim, ponderem melhor os

fatores que o autor joga mais influentes no resultado, como por exemplo representar a profundidade do túnel.

Esse estudo propõe também uma forma de avaliar os danos causados às estruturas. Cria-se um gráfico da relação e delimitam-se as áreas, às quais uma categoria de dano é atribuída. Assim, ao entrar com os valores reais (situação GF multiplicado pelo modificador acima descrito), é possível classificar a estrutura em uma das categorias, que vai de 0 a 5, sendo 5 a que representa mais danos.

Foi feito também outro estudo (Sirivachiraporn *et al.*, 2012) em que se ponderou o efeito do recalque de acordo com a profundidade das fundações. Nele dividiram-se as estruturas em quatro categorias de acordo com a profundidade das fundações (todas do tipo estaca) e observou-se que as estruturas com fundações mais profundas sofreram significativamente menos recalque, enquanto as com fundações mais rasas sofreram mais.

É importante observar que as características do problema sugerem o uso de métodos como o dos elementos finitos e similares. Esse tipo de método tem grande aplicabilidade em meios considerados contínuos como o solo e na geotecnia em geral, pois faz os cálculos para os diversos pontos da malha que é criada. Faz-se uso do grande avanço computacional evidenciado nas últimas décadas, que permite o processamento relativamente rápido de grandes quantidades de dados. Na quase totalidade dos estudos citados acima esse método foi empregado com sucesso nas análises. Um exemplo da forma como o meio é dividido para que se aplique esse método está na Figura 2.2.

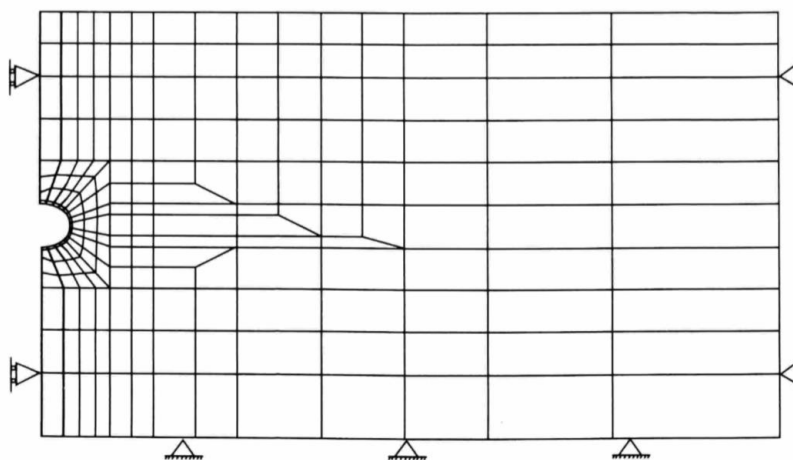


Figura 2.2 - Exemplo de malha de elementos finitos (Potts & Addenbrook, 1997).

Outra variável que deve ser observada nesse contexto é a alternativa do pré-tratamento do solo. Ele é feito antes de prosseguir com a escavação para aquele local por meio de técnicas que aumentam a resistência do solo no qual se executa o procedimento. Uma das formas de aplicação é o tratamento de caixas de falha para possibilitar o avanço de TBMs, por exemplo. Entre elas estão as injeções de calda de cimento, o *jetgrouting*, as enfilagens, o congelamento do solo etc. Esses métodos têm cada um a sua forma de afetar os recalques. Vale observar que a técnica de congelamento do solo, quando há presença de muita água, leva a expansão dessa água, que diminui de tamanho ao descongelar e provoca ainda mais recalque (Kochen, 2014).

### 2.1.2. Estudos de Casos

Serão apresentados a seguir dois estudos de caso de túneis do metropolitano de duas cidades diferentes, as quais são Bangkok e Shiraz.

#### 2.1.2.1. Metrô de Bangkok, Tailândia (Sirivachiraporn *et al.*, 2012): uso de TBM (*tunnel boring machines*)

A linha de metrô em questão é a primeira construída na cidade. Seu projeto prevê túnel duplo de 6,3 m de diâmetro externo ao sistema de suporte e 5,7 m interno. A extensão é de 22 km, separados em parte norte e parte sul para possibilitar a atuação de dois executores. O solo é composto de camadas de argila mole sobre camadas de areia de média e alta densidade. O nível do lençol encontra-se entre 21 e 24 metros de profundidade, próximo à profundidade do túnel na maioria de sua extensão. A Figura 2.3 ilustra em planta o traçado da linha de metrô em questão, que é a demarcada pela linha preta com circunferências brancas.

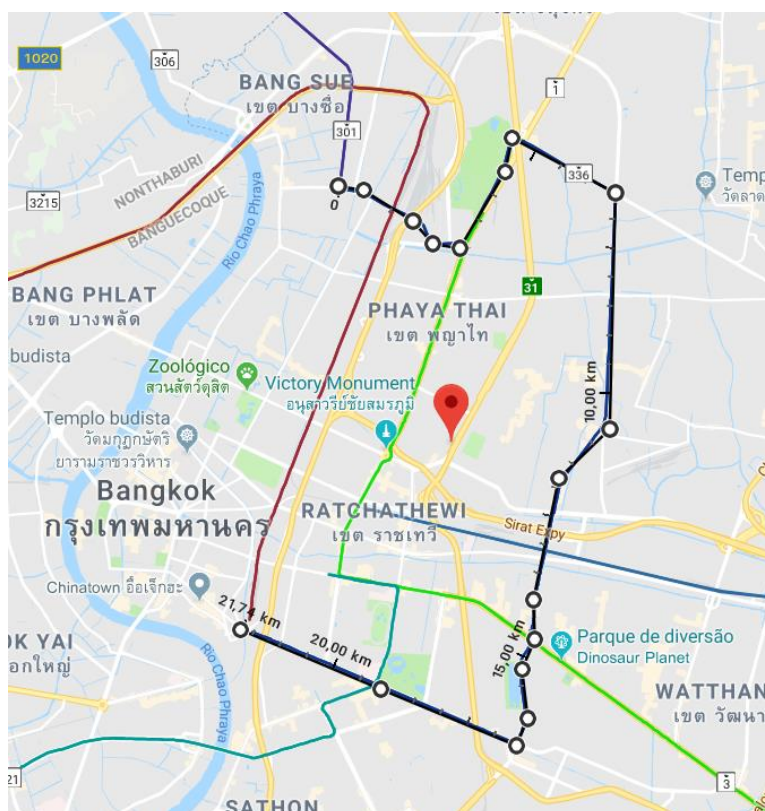


Figura 2.3 - Linha azul do sistema MRT (Google Maps, 2018).

O método escolhido para execução foi a escavação por tuneladoras do tipo EPB (*earthpressure balance*). A escolha por esse método está relacionada aos menores recalques que se provoca nesse tipo de solo devido ao sistema de pressurização que utilizam. A máquina cria pressão à medida que escava, o que se opõe ao movimento do solo ao redor do furo em sua direção. A região é central e possui vários prédios sobre o solo no qual se escavou, forçando os recalques a serem os menores possíveis para evitar danos aos prédios.



Vale observar que o estudo explica que a região naturalmente sofre recalques de 5 a 10 mm por ano, do tipo primário, onde há redução de volume do solo por saída da água que ocupava seus vazios.

No estudo, o autor mostra que os maiores recalques estão relacionados às falhas mecânicas e necessidades de inspeção das tuneladoras, o que requer interrupção em seu funcionamento para manutenção e desencadeia recalque maior na região. Associa-se também os recalques maiores às falhas técnicas dos operadores. Ainda assim, nesses trechos problemáticos o valor extremo é de 100 mm. O recalque médio está entre 20 e 40 mm. Um dos maiores valores foi medido quando os equipamentos responsáveis pela injeção de pressão foram desativados e a pressão causada pela TBM foi a zero, ou seja, um problema de falha mecânica associada à inabilidade do operador.

Foi feita ainda uma análise relacionando o recalque nos edifícios e a profundidade de suas fundações, todas em estaca. Notou-se que os prédios com estacas mais profundas, muitas vezes mais profundas que o próprio túnel, sofreram apenas recalques entre 5 e 10 mm, que é naturalmente evidenciado no solo, principalmente durante o bombeamento de água por poço profundo para rebaixar o nível do lençol para possibilitar a execução do túnel. Nos prédios mais rasos aconteceram os maiores recalques, mas que ainda assim não atingiram valores muito elevados.

#### 2.1.2.2. Metrô de Shiraz, Iran (Mirhabibi *et al.*, 2012)

Como parte do projeto de implantar 500 km de metrô nas sete maiores cidades do Iran, construiu-se a linha 1 de Shiraz, uma cidade próxima ao golfo Pérsico, com 24,2 km de extensão de túnel duplo. O método usado é TBM com diâmetro externo de 6,9 m e sistema de suporte composto por 30 cm de concreto projetado. O programa utilizado para analisar as simulações do FEM (*finite element method*) foi o ABAQUS. O traçado da linha está ilustrado na Figura 2.4.



Figura 2.4 - Linha 1 do metrô de Shiraz (Wikipedia, 2018).

Segundo o autor, o diferencial desse estudo é o fato de o túnel ser duplo. Foi observado que a influência da estrutura no perfil da bacia de recalques se reduz a medida que a profundidade do túnel cresce. Concluiu-se também, novamente, que prédio de maior rigidez provoca bacia de recalques com lados menos inclinados, ou seja, reduz mais os recalques a medida que recebe tensões para evitar a deformação. A distância do eixo do prédio ao eixo do túnel também tem grande influência. Outro fator que chamou atenção foi o peso do prédio, o qual se mostrou necessário para análises refinadas, porém com variação de apenas algo em torno de 6% do valor do recalque. Quanto mais raso o túnel, maior a influência desse peso. Vale observar que no método de cálculo descrito por Potts & Addenbrook, 1997, o prédio era transformado em uma viga sem peso próprio, ou seja, esse fator era relevado. Esse estudo propôs alterações nos coeficientes de Potts & Addenbrook, 1997, para torná-los adimensionais e considerar outros fatores, como a profundidade do túnel.

## 2.2. Vibrações

As vibrações durante a construção de um túnel podem advir de diferentes fatores. Três deles serão abordados nesse texto: as causadas pelo método executivo em si, e as causadas pelo alívio de tensão e a vibração causada pela passagem de trens quando o túnel é empregado como parte da malha ferroviária da cidade.

Essas vibrações são cuidadosamente estudadas e monitoradas por serem possíveis indutoras de danos a estruturas lindeiras, dado que são um carregamento dinâmico imposto a essas construções, podendo causar desde danos estruturais até simples incômodo em habitantes de regiões próximas.

### 2.2.1. Vibrações causadas pelo método executivo

O primeiro tipo a ser analisado é a vibração causada pelo método construtivo em si, ou seja, pelos equipamentos e técnicas usados na escavação de túneis. As maiores fontes de vibrações nas estruturas são equipamentos pesados, como bate estacas e explosivos. Os bate estacas são passíveis de serem analisados em outros trabalhos. Já os explosivos têm aplicação recorrente em túneis, no método *Drill & Blasting*, e, portanto, são parte do escopo deste trabalho.

Os agentes que mais sofrem os danos causados pelas vibrações são o meio em volta do túnel, do qual parte foi explodida e recebeu diretamente a carga e a vibração, e as estruturas lindeiras. Enquanto o maciço circundante pode sofrer de microfissuras a ruptura, nas estruturas pode haver dano estrutural. Além disso, deve-se pensar na questão da propagação da vibração em direção aos ocupantes da região lindeira, na qual pode ser observado ruído. A sensibilidade dos seres humanos às vibrações costuma ser menor do que a das estruturas (M. P. Roy *et al.*, 2015), logo em regiões habitadas esse fator é de grande importância e pode desencadear até problemas judiciais.

Inclusive, além da engenharia de túneis outra das aplicações desse tipo de estudo é a mineração. Em minas em que se faz uso de explosivos e que há população e estruturas nas proximidades, deve-se atentar ao controle das vibrações. Um estudo de caso, feito na mina subterrânea próxima a vila de Kayad, na Índia (M. P. Roy *et al.*, 2016), possibilitou a otimização dos parâmetros dos explosivos para minimizar os impactos nos habitantes. Serão apresentados a seguir algumas informações acerca deste estudo.

Para caracterizar as vibrações existem alguns dados da onda gerada que devem ser medidos e analisados. Entre estes está sua frequência, a duração da perturbação, a PPV (do inglês, “velocidade de pico da partícula”), a forma da onda etc. Para medir esses valores são usados diversos equipamentos, como por exemplo o geofone, sismógrafos, microfones, acelerômetros, entre outros. Deve-se observar que quanto maior a intensidade da vibração que se deseja medir, melhor os equipamentos devem estar presos ao substrato do qual se mede.

Já sobre a técnica dos explosivos, existem outros parâmetros que podem ser variados, como a quantidade de furos, a distância entre eles, a carga de explosivo que se posiciona em cada um, o tipo e densidade do explosivo, o intervalo de tempo entre a detonação dos furos, o formato do furo etc. A variação desses parâmetros permite observar sua influência em cada um dos dados da vibração citados no parágrafo acima. É possível, através desse tipo de análise cruzada dos fatores medidos em campo, interpolar equações para relacionar os fatores. A Equação 2.5 (M. P. Roy, *et al.*, 2016) relaciona PPV, R (distância até o ponto no qual se mede a vibração) e  $Q_{max}$  (carga máxima de explosivo por etapa de detonação).

$$PPV = 490.1 \left( \frac{R}{Q_{max}} \right)^{-1.314} \quad (2.5)$$

Vale observar que a equação acima foi interpolada para uma situação específica, e que dessa forma não é válida para todos os contextos. Sua apresentação teve intuito de demonstrar a inter-relação que pode ser obtida entre os fatores.

No mesmo estudo observou-se que é possível controlar o dano às edificações através da análise de sua frequência natural e posterior controle da frequência das vibrações emitidas através de imposição de restrições a seus parâmetros. A importância dessa característica da estrutura está no fato de esta entrar em ressonância caso seja emitida vibração com essa frequência, o que leva a danos estruturais. Um exemplo de determinação de frequência natural é mostrado na Figura 2.5, onde fica nítido que nesse caso a frequência está próxima aos 14 Hz.

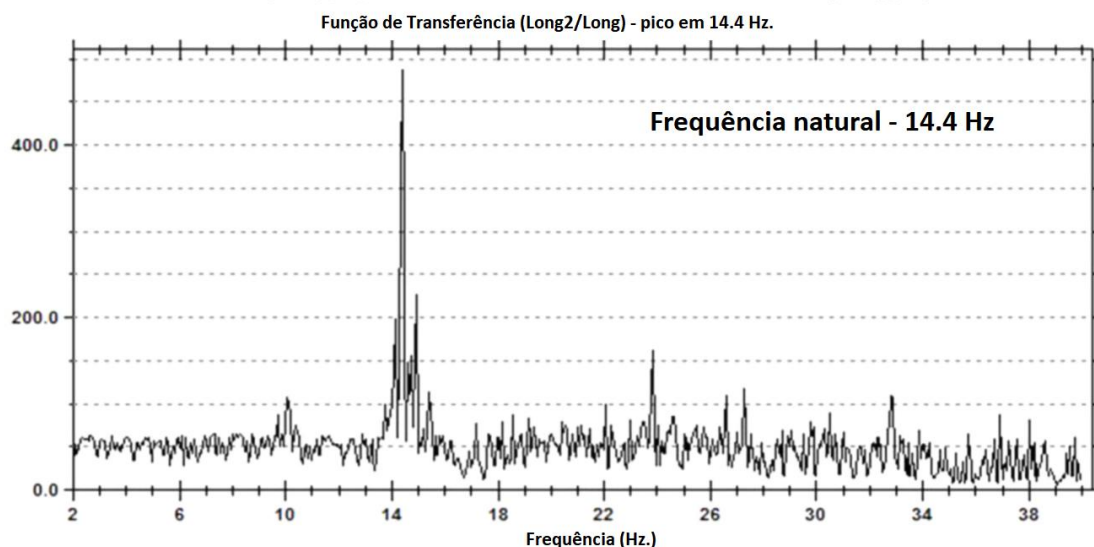


Figura 2.5 - Determinação de frequência natural de edificação típica na área do estudo (M. P. Roy *et al.*, 2016, modificado).

Ainda sobre os danos sofridos pelas estruturas lindeiras, é possível realizar uma análise do tipo probabilística (Longo *et al.*, 2004). Esse tipo de análise visa calcular a probabilidade de um evento ocorrer, e dessa forma dedicar maior atenção aos locais cujas probabilidades do evento indesejável são maiores. Assim, é possível calcular a exposição potencial e a vulnerabilidade dessas estruturas. Para isso, podem ser analisados também os eventos precursoros, que são, nesse contexto, pequenas variações físicas que ocorrem antes do evento adverso. Essa análise permite que se monitore esses eventos para prever a ocorrência do problema maior. Longo *et al.*, 2004, analisaram o caso do túnel do metrô escavado sob a Capela das Almas, em Lisboa, Portugal. Através de sismógrafos presos às fundações foi possível criar equações paramétricas para a velocidade das ondas, e criar mapas de risco através destes e outros parâmetros. A partir desses mapas é possível quantificar a situação de exposição ao risco e eventualmente tomar as providências cabíveis. Além disso, através do melhor conhecimento do risco é possível reduzi-lo ou ainda reduzir os custos da obra, dado que esse conhecimento possibilita empregar menos equipamentos e influenciar o valor gasto com seguros.

Outro tipo de estrutura que pode sofrer prejuízos devido a escavações adjacentes são os próprios túneis. Por estarem presentes no mesmo substrato, a vibração gerada pela construção do novo pode afetar o meio ou mesmo o sistema de suporte do mais antigo. Foi feito um estudo de caso (Xia *et al.*, 2013) para analisar essa situação na China, à medida que se construía por meio de *Drill & Blasting* o túnel novo de Damaoshan. Essa obra consistiu em escavar um novo túnel entre dois já existentes, de seção maior do que as anteriores. O meio em que eles foram executados é composto por solo argiloso e granito intemperizado.

Para realizar o monitoramento, instrumentou-se os túneis adjacentes com medidores de vibração e de ruído. Um dos objetivos era medir a PPV, que segundo Adhikari *et al.*, 1999, é determinante para o dano. De posse desse dado, foi possível fazer uma simulação por meio de FEM para relacionar os esforços (PPV e peso próprio) às capacidades resistentes (dadas pelo módulo de Young e de cisalhamento) e assim conhecer as zonas em que houve plastificação, ruptura ou então nenhum dano. Um exemplo do resultado obtido é o mostrado na Figura 2.6, advinda do FEM:

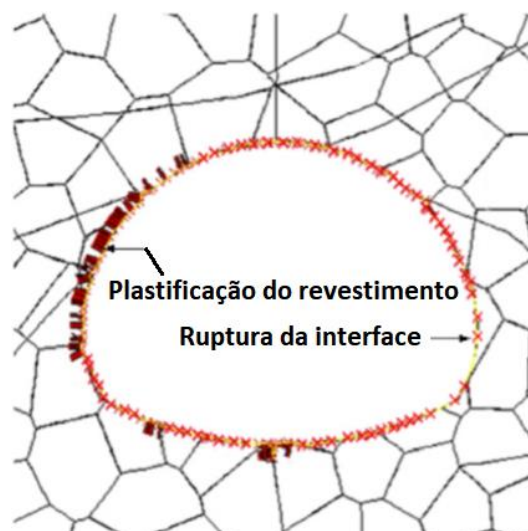


Figura 2.6 - Resposta do concreto projetado do sistema de suporte às vibrações da escavação adjacente (Xia et al., 2011, modificado).

Além disso, essas medições possibilitaram a interpolação de equação que relaciona a PPV à extensão de danos em volta do túnel:

$$V_{cri} = 0.1318R_D + 0.0095 \quad (2.6)$$

Nessa equação os valores de  $R_d$  entram em metros e de  $V_{cri}$ , em m/s. Vale observar que a equação é válida apenas para as condições nas quais se deram as medidas.

Mudando de tópico, faz-se necessário também analisar as normas que delimitam intervalos para os valores das medidas das vibrações. Essas normas mudam de país para país, e os parâmetros controlados mudam também. Na Islândia, por exemplo, restringe-se a PPV de acordo com o tipo de substrato, conforme a Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Limites de PPV na Islândia (ITATech Report N° 8, APRIL 2016, adaptado).

Estrutura	PPV (mm/s)
Construção de concreto armado com fundação em rocha sólida	150
Edifícios com fundações em rochas consolidadas. Pisos e paredes de concreto.	130
Construções em rocha competente (usualmente a maior velocidade permitida pelo governo e seguradoras para o caso de explosões).	70
Construções incluindo rocha competente. Explosões repetidas em cidades onde há mais prédios públicos.	50
Construção em rocha intemperizada. Explosões repetidas.	30
Construções em solo (areia e argila). Explosões repetidas.	20
Para evitar desconforto às pessoas (frequência de 10 Hz).	15
Para evitar desconforto às pessoas (frequência de 25 Hz).	5

Outro exemplo é a Suécia, que propõe outros limites para a PPV. O valor a ser analisado é calculado de acordo com a Equação 2.7.

$$v = v_0 F_b F_m F_t F_d \quad (2.7)$$

Na Equação 2.7,  $F_d$  é um fator que pondera a distância e é obtido através de outra fórmula, que é a multiplicação de um número dado de acordo com o tipo de substrato por uma potenciação da distância. O termo  $F_b$  está relacionado ao tipo de edifício que sofre as influências,  $F_m$  ao material constituinte desse prédio e  $F_t$  à duração da perturbação. Seus valores vêm das tabelas 2.2, 2.3, 2.4 e 2.5.

*Tabela 2.2 - Limites de  $V_0$  no regulamento sueco (ITATech Report N° 8, APRIL 2016, adaptado).*

Substratos	Substrato	PPV vertical, $V_0$ , mm/s
Moraina depositada solta, cascalho arenoso, argila	Argila	18
Moraina depositada compacta, xisto, calcário pouco resistente	Morena	35
Granito, gnaisse, calcário duro, arenito quartzítico, diabásio	Rocha	70

*Tabela 2.3 - Valores de  $F_b$  (ITATech Report N° 8, APRIL 2016, adaptado).*

Classe	Edifício	Fator da edificação, $F_B$
1	Construções pesadas, como pontes, instalações de defesa etc.	1,70
2	Edificações industriais e prédios comerciais com estrutura predominantemente pré-fabricada	1,20
3	Edifícios residenciais normais	1,00
4	Edificações especialmente sensíveis, com cofres grandes ou vãos maiores	0,65
5	Valores de referência para edifícios sensíveis de patrimônio cultural, instalações ou ambientes, os quais devem ser investigados e determinados separadamente por investigação especial.	$F_B \leq 0,50$

*Tabela 2.4 - Valores de  $F_m$  (ITATech Report N° 8, APRIL 2016, adaptado).*

Classe	Material	Fator do material, $F_M$
1	Concreto armado, aço, madeira	1,20
2	Concreto ciclópico, alvenaria, concreto magro	1,00
3	Concreto autoclavado aerado, gesso, reboco, estuque etc.	0,75
4	Alvenaria com cal, forno de ladrilhos com juntas sensíveis	0,65

*Tabela 2.5 - Valores de  $F_t$  (ITATech Report N° 8, APRIL 2016, adaptado).*

Classe	Fator de duração da explosão, $F_T$
Para a construção de túneis, câmaras na rocha, atalhos rodoviários, fundações etc.	1,0
Para trabalhos permanentes, como pedreiras e minas	1,0-0,75

Outro método executivo que pode induzir vibrações é tuneladora. Essas são máquinas de grande porte que automatizam, de certa forma, o processo de escavação de túnel. Estas usam os discos de corte para idêntar o substrato, fragilizando-o, para possibilitar sua retirada e abertura do túnel. Esse substrato é englobado pela máquina e transferido até sua porção

posterior para remoção. Depois disso o equipamento instala o sistema de suporte, quando aplicável, e avança através de suas sapatas com dispositivos hidráulicos.

Existem diversas variedades desses equipamentos. O tipo EPB (“*earthpressure balance*”, do inglês “equilíbrio de pressão de terra”) faz uso de lama sob pressão para equilibrar a pressão geostática do solo e evitar que o túnel em escavação colapse. Existe também o tipo Shield, caso no qual a máquina possui uma carapaça metálica sua para proteção. Além disso existem variedades de instrumentos que podem ser instalados, como medidor de velocidade sônica da rocha na parte frontal do equipamento para detectar possíveis zonas de falha. Nesse tipo de feição geológica pode haver problema para a locomoção da máquina, devido à sua baixa capacidade de carga para resistir aos esforços necessários para avançar a tuneladora.

Em um estudo de caso realizado no lote Alameda-Saldanha do metro de Lisboa (Dinis *et al.*, 2006) foram analisadas as vibrações emitidas por esse tipo de máquina e suas respectivas consequências nas edificações lindeiras. A tuneladora usada foi da marca Lovat, do tipo EPB, com 9,8 m de diâmetro. Uma foto da seção típica da obra está mostrada na Figura 2.7.



Figura 2.7 - Obra do lote Alameda-Saldanha, metro de Lisboa (Dinis *et al.*, 2006).

Para monitorar as perturbações causadas foram escolhidos três edifícios da superfície. Foram eles o Pavilhão de Engenharia de Minas e Georrecursos do IST (Instituto Superior Técnico), a Estação de Bioquímica e o Laboratório de Física L21, todos do referido instituto. As localizações dos pontos com relação ao túnel do metro são mostradas na Figura 2.8.





Figura 2.8 - Localização dos pontos de medição e do túnel do metrô (em vermelho) (Dinis et al., 2006).

É necessário observar que além da tuneladora existem outras fontes de vibrações presentes no ambiente. Entre estas estão o tráfego de veículos nas avenidas próximas e os equipamentos de ar condicionado, por exemplo. Dessa forma, essas vibrações devem ser analisadas para possibilitar separá-las das vibrações alvo das medições, aquelas geradas pela tuneladora. Assim, podem ser tomadas medidas antes do início das obras ou então monitorar a vibração após o início da obra em horário que seja menor o fluxo pelas avenidas ou que os prédios não estejam sendo usados.

Tendo sido tomadas as medidas, os autores do estudo compararam o que se mediu com o delimitado pelas normas NP (Norma Portuguesa) 2074 e pela ISO 2631. A norma ISO delimita um que para não haver incomodidade a vibração deve ter velocidade menor que 0,1 mm/s. Nos três pontos de medição os valores constatados foram menores do que o limiar. Dessa forma, pode-se concluir através desse estudo que a vibração provocada pelas tuneladoras em funcionamento não provocam incômodo aos habitantes de regiões vizinhas. Vale observar que o estudo constatou inclusive que a vibração causada pelo tráfego é maior do que a provocada pelas máquinas em observação.

O autor do estudo, através dos dados que foram coletados, interpolou a Equação 2.8 para relacionar a distância da tuneladora à velocidade da vibração sentida, também conhecida como lei de atenuação da velocidade de vibração em função da distância à TBM. Essa equação é válida para o segundo ponto de medição (estação de bioquímica).

$$V = 522.97D^{-1.749} \quad (2.8)$$

As unidades são mm/s para V e metros para D.

Em resumo, é possível concluir que alguns dos fatores que podem reduzir os efeitos das vibrações induzidas por explosivos durante a escavação de túneis são, por exemplo, a criação de pequenos intervalos entre as detonações de partes da carga total de explosivos, da ordem de milissegundos. Essa divisão em várias frações, as quais são detonadas uma por vez, tem um resultado bastante satisfatório na redução dessas vibrações. Além disso, podem ser usados detonadores não-elétricos para possibilitar a execução desses planos de detonação. Concomitantemente, deve-se seguir aquilo que está disposto nas regulamentações sobre vibrações do país no qual se executa a obra. Caso não haja uma norma específica do país pode-se projetar à luz do proposto internacionalmente. O estudo conclui também que a vibração causada pelas tuneladoras é desprezível.



### 2.2.2. Vibrações causadas pela redistribuição de tensões

Além das vibrações ocasionadas pelo método executivo em si, existe também a vibração induzida pelo alívio das tensões acumuladas na rocha, conhecidas como tensões *in situ*. Um dos experimentos feitos para melhor entender o fenômeno (He *et al.*, 2010), consistiu em ensaios triaxiais de descarregamento seguindo o caminho dinâmico ao qual a rocha é submetida.

Esse problema está diretamente relacionado àquele estudado por Miklowitz, em 1963, que analisou os efeitos da abertura repentina de um orifício circular em uma placa elástica. Sobre o tema, foram propostas por Kirsh algumas equações para descrever de forma analítica as tensões radial e tangencial após a escavação do túnel. Esse método, porém, é de certa forma limitado, pois se aplica apenas a meios contínuos, homogêneos, isotrópicos e lineares elásticos. Além disso, essa é uma descrição estática do problema, ou seja, não considera a trajetória de tensões até atingir o equilíbrio estático, apenas seu estado final. Essa solução foi analisada (Brady, 2004) e verificou-se que há convergência de fato para o valor verificado após aproximadamente 5 milissegundos da retirada do material que equilibrava a tensão *in situ*. As equações são a 2.9, 2.10 e 2.11.

$$\sigma_r = \frac{1}{2}p_z[(1 + k_0)(1 - \alpha^2) + (1 - k_0)(1 + 3\alpha^4 - 4\alpha^2)\cos 2\theta] \quad (2.9)$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2}p_z[(1 + k_0)(1 + \alpha^2) - (1 - k_0)(1 + 3\alpha^4)\cos 2\theta] \quad (2.10)$$

$$\tau_{r\theta} = -\frac{1}{2}p_z(1 + k_0)(1 - 3\alpha^4 + 2\alpha^2)\sin 2\theta \quad (2.11)$$

Estas permitem calcular as tensões radial, tangencial e de cisalhamento respectivamente. Os dados de entrada são:  $k_0$  é o coeficiente de empuxo, que dá a relação entre a tensão horizontal e vertical,  $\alpha$  é a razão entre o raio do túnel e o raio do ponto em que se calcula as tensões ( $r$ ),  $p_z$  é a pressão “litostática” calculada até o centro do túnel e  $\theta$  é a outra coordenada polar, que mede o ângulo entre a horizontal e o raio  $r$ .

No estudo de W. Cao *et al.*, 2016, considerou-se um túnel de raio  $a$ , pressão hidrostática  $P_0$ , tração na interface túnel-substrato em função do tempo  $P(t)$ , tempo após a detonação  $t$ , deslocamento  $u$ , velocidade do deslocamento  $v$ . As tensões  $\sigma_r$  e  $\sigma_\theta$  são calculadas por outro método e são dois dos parâmetros de entrada da Lei de Hooke generalizada, que relaciona essas tensões com as respectivas deformações sofridas na rocha através de seu módulo de elasticidade. Outros dos parâmetros são o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) e o módulo de elasticidade ( $E$ ). As equações são a 2.12 e 2.13.

$$\Sigma_r = \frac{\sigma_r}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_\theta + \sigma_l) \quad (2.12)$$

$$\Sigma_l = \frac{\sigma_r}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_\theta + \sigma_r) \quad (2.13)$$

Com essas equações foi possível usar o cálculo diferencial e integral para chegar às equações que indicam a função deslocamento e forma de onda. Assim essa onda pôde ser inserida no modelo que foi elaborado através de FEM. São assumidas, também, considerações sobre a forma como se dá o descarregamento: no estudo (W. Cao *et al.*, 2016) considera-se que a mudança se dá de acordo com quatro formas diferentes: instantâneo, constante e função exponencial e cosseno.

Por último, foi necessário que o autor modelasse o meio no qual se escava e que é percorrido pela onda gerada pelo alívio de tensão. Para isso, consideraram-se partículas como discos planos de altura unitária unidos dois a dois paralelamente por material cimentício, cuja resistência foi descrita através de equações básicas da mecânica dos sólidos. A onda percorre o material através das partículas e do material que as une, nunca pelos vazios. Essa ligação está ilustrada na Figura 2.9, que mostra os diferentes tipos de organização que podem ser impostos às partículas:

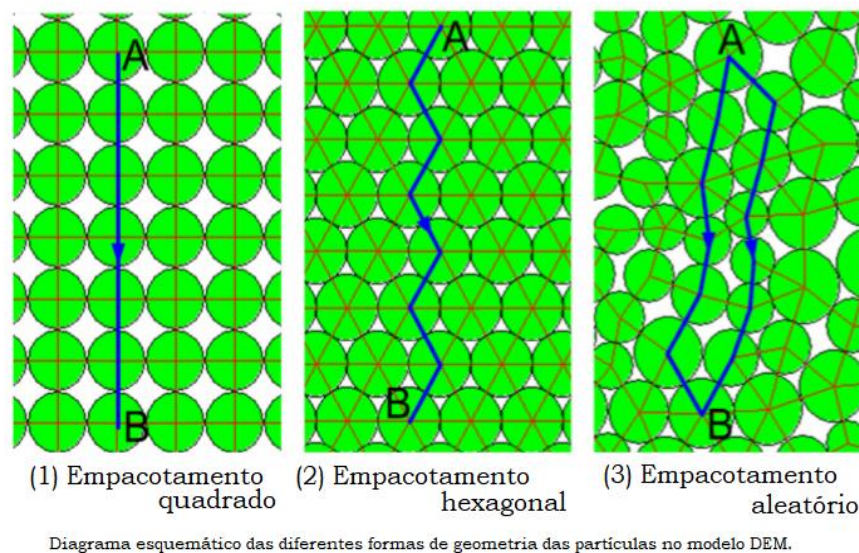


Figura 2.9 - “Empacotamento” das partículas e respectivos caminhos da onda para o FEM (W. Cao *et al.*, 2016, modificado).

Assim, para que a onda cause deslocamento no meio é necessário que ela rompa a ligação entre as partículas, e essa parte da análise foi feita através do programa. As variáveis foram alteradas dentro de um espectro escolhido e chegou-se aos vetores velocidade das partículas. A Figura 2.10 ilustra alguns desses campos de vetores gerados, para diferentes valores das variáveis, como tempo de descarregamento ( $t_0$ ) e tipo de descarregamento (instantâneo, linear, cosseno ou de exponencial).

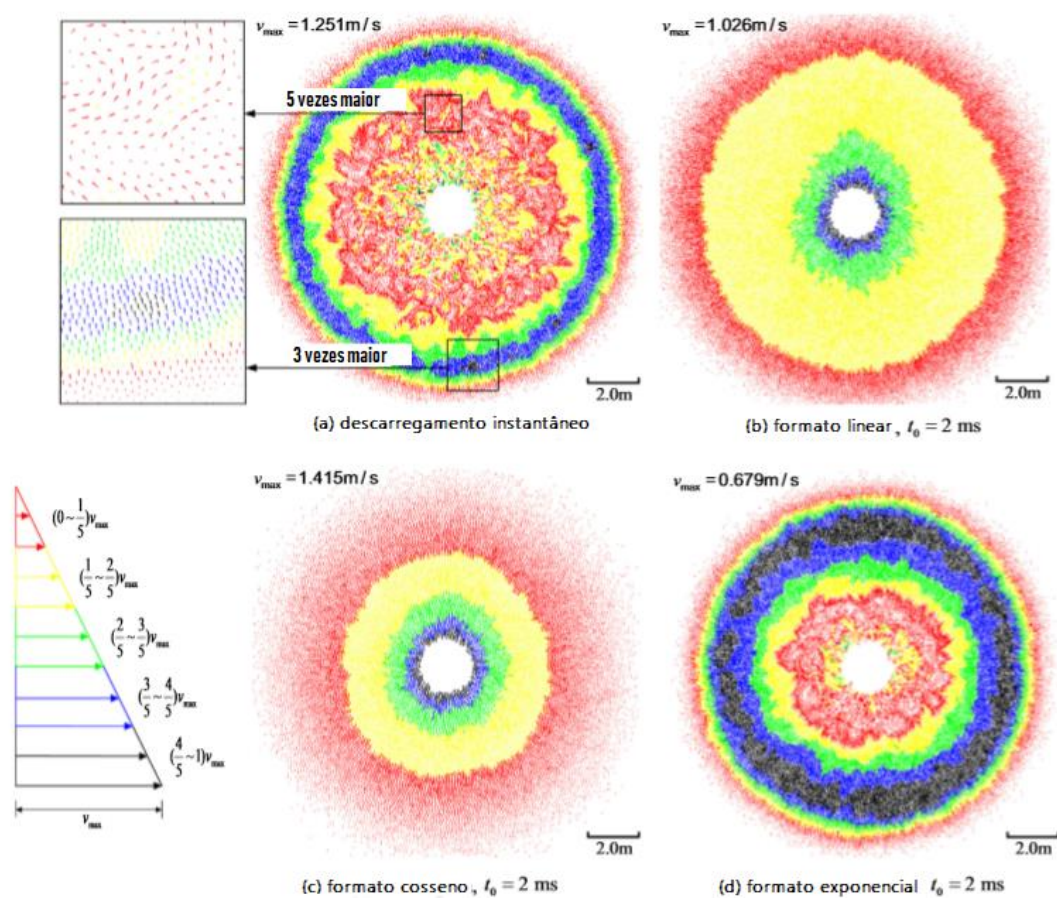


Figura 2.10 - Campo de vetores velocidade para diferentes variáveis de entrada (W. Cao et al., 2016, modificado).

Pode-se observar, então, que o tempo de descarregamento está diretamente ligado à velocidade da onda que se atinge, conforme a Figura 2.11.

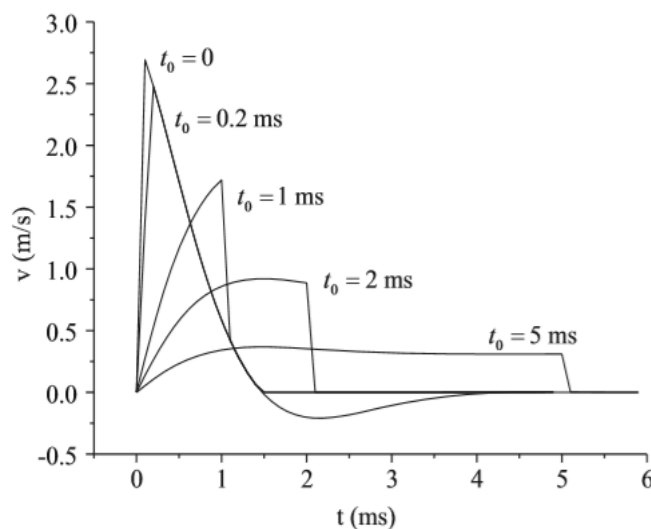


Figura 2.11 - Relação entre tempo de descarregamento e velocidade (W. Cao et al., 2016, modificado).

A PPV também está relacionada e pôde-se perceber que a forma da função de atenuação da onda gerada tem aparência semelhante para todos os casos, variando apenas seu valor inicial para os diferentes tempos de descarregamento. Essa relação é perceptível na Figura 2.12.

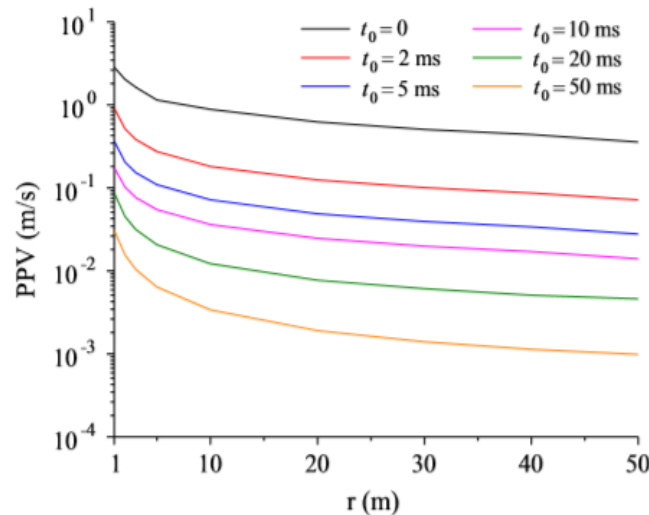


Figura 2.12 - PPV em função do raio para diferentes tempos de descarregamento (W. Cao et al., 2016, modificado).

Yang *et al.*, 2013, mostraram que a atenuação das ondas causadas pela vibração tem esse formato devido ao fato de a rocha funcionar como um filtro para ondas de maior frequência, deixando que passem apenas as de maior comprimento de onda. Já nas ondas causadas diretamente pelos explosivos a atenuação tem formato diferente devido à frequência gerada ser diferente.

Em um estudo de caso, na mina de fosfato em Guiyang, China, essa influência do tempo de descarregamento na velocidade da onda ficou nítida e pode ser observada na Figura 2.13.

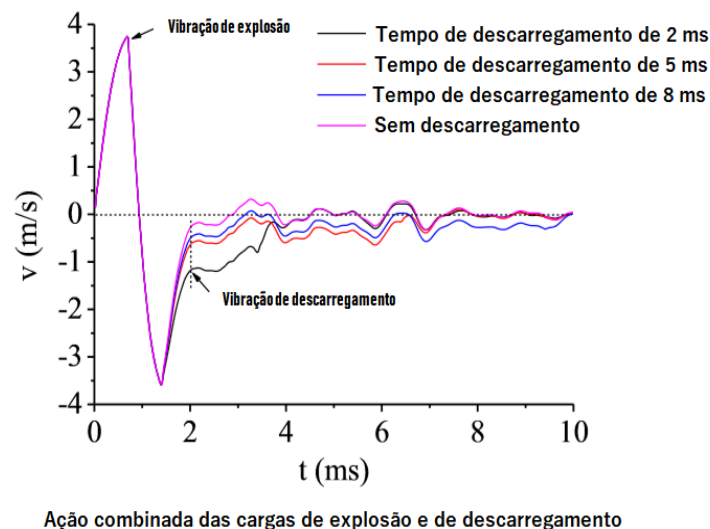


Figura 2.13 - Ação combinada da vibração da explosão e das vibrações causadas pelo alívio de tensão para diferentes tempos de descarregamento (W. Cao et al., 2016, modificado).

Além disso, observou-se que o diâmetro do túnel também tem relevante influência na duração das vibrações geradas, o que é descrito pela Equação 2.14, onde  $t$  é o tempo duração da perturbação,  $d$  o diâmetro do túnel e  $c$  uma constante que relaciona o parâmetro de Lamé, o módulo de cisalhamento e a densidade do material.

$$t = \frac{2d}{c}, c = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} \quad (2.14)$$

É interessante observar também que essas vibrações podem liberar tensões tectônicas acumuladas na rocha, o que acaba por aumentar a onda gerada. Assim, ao estudá-las é importante investir em separar as duas fontes através de suas assinaturas. Esse fenômeno foi investigado por Burger *et al.*, 1996.

Por fim, o estudo conclui que esse fenômeno se faz importante quando da incidência de altas tensões *in situ* ou quando o tempo de descarregamento é muito curto, pois são as situações nas quais ele pode causar problemas. Nessas situações, a assinatura dessa fonte de vibração é clara nas medições. Na Figura 2.14 fica perceptível a diferença entre sua assinatura e a das vibrações causadas diretamente pelos explosivos.

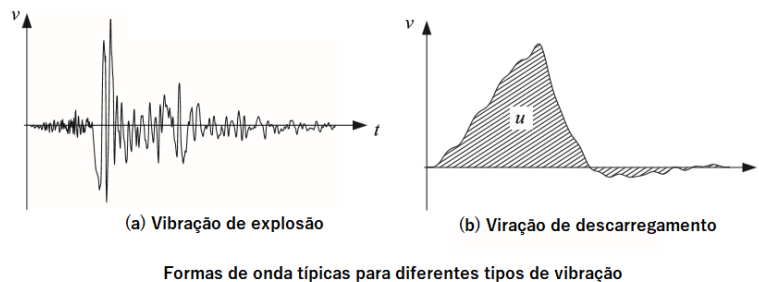


Figura 2.14 - Assinatura típica das vibrações oriundas das diferentes fontes (W. Cao *et al.*, 2016, modificado).

Nos casos onde não há altas tensões iniciais ou descarregamento rápido, essas vibrações são pequenas e não costumam trazer problemas. Assim, neles sua análise não se faz necessária.

### 2.2.3. Vibrações causadas pelos trens que circulam em seu interior

A última das fontes de vibração de um túnel é a circulação de veículos em seu interior, principalmente os do modal ferroviário. Ao circular sobre os trilhos, o contato das rodas dos trens com estes dá origem a vibrações. Estas, por sua vez, se propagam pelo túnel, e então pelo solo, e então pelas fundações dos prédios até que atingem sua superestrutura e trazem incômodo às pessoas ou dano estrutural ao prédio em si.

Um dos problemas relacionados às vibrações que percorrem a estrutura é o ruído que decorre da vibração de suas partes. Em diversos casos esse ruído é muitas vezes inclusive ouvido antes que a vibração seja sentida. Na Figura 2.15 abaixo está ilustrado esse processo de geração de vibração e ruído devido aos trens em circulação nos túneis.



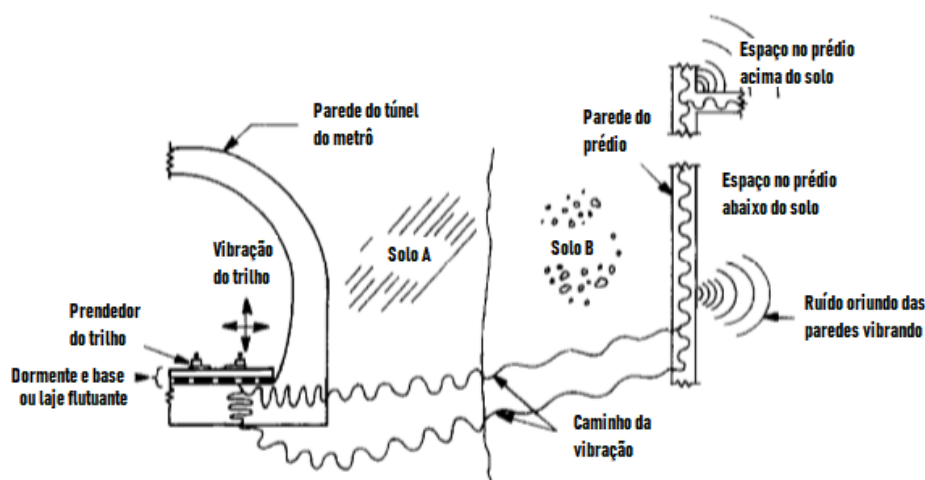


Figura 2.15 - Mecanismo de geração e propagação de vibração e ruído devido aos trens (Kurzweil, 1979, modificado).

Segundo Kurzweil, 1979, o nível de vibração está relacionado a diversos fatores, entre eles as características dos meios que a onda percorre, ou seja, do revestimento e sistema de suporte do túnel, do solo ou rocha circundante e da edificação. Em caso de meio rochoso, a vibração observada é menor do que aquela sentida quando o meio é solo. O tipo de trilho e de trem também tem grande influência, principalmente suas rugosidades e estado de manutenção. A distância do ponto em que se mede do túnel tem influência também.

Para conhecer a forma como a onda se propagará através do edifício é necessário conhecer sua composição estrutural. A tendência geral é que haja redução dos níveis observados à medida que se sobe nos pavimentos. Porém, em prédios de estrutura leve essa tendência é contrariada, pois se observa o fenômeno da ressonância entre as lajes, o que acarreta aumento dos níveis nos andares mais altos.

Um estudo de caso (Smirnov, 2017) elaborado em Moscou, Rússia, ocupou-se de medir as bandas de oitava das frequências a diferentes distâncias do túnel de uma das linhas do metrô da cidade, chamada de Arbatsko-Pokrovskaya, durante seu período de operação. Estas bandas são intervalos de frequência no qual a frequência que o limita superiormente é o dobro da que limita inferiormente.

A partir dos valores medidos foi possível calcular fatores de transmissão. Estes são coeficientes que relacionam os valores de vibração observados em dois pontos distintos. Através de seu conhecimento é possível traçar gráficos que demonstram a atenuação da vibração à medida que o observador se afasta do túnel. Nesse caso, cada um desses três fatores relaciona a passagem da onda de vibração do solo para as fundações, das fundações para os pontos de suporte das lajes de um pavimento, e por fim desses pontos para o centro da laje. As medições nesses pontos durante o experimento permitiram que o autor calculasse esses fatores, e assim fica possível saber a forma como a mudança de meio do problema afeta a propagação da onda que provoca a vibração.

De posse dos fatores acima descritos, o autor propõe a Equação 2.15 para relacionar a vibração da superfície em volta do edifício com a vibração no centro das suas lajes. Os coeficientes  $k$  são os fatores de transmissão, na ordem que aparecem no parágrafo acima.

$$V_{floor} = v_{g,s} * k_1 * k_2 * k_3 \quad (2.15)$$

Observou-se no estudo que os resultados foram condizentes com o que propõe a equação acima para o caso em questão, onde o prédio calculado e medido era de estrutura leve e construído sobre solo.

Tendo em vista o problema descrito, uma possível solução (Kurzweil, 1979) é o emprego de manta de borracha entre o lastro dos trilhos e a estrutura do túnel. Esse método comprovadamente reduz as vibrações para as bandas de oitava majoritariamente observadas nesse tipo de situação. Outra é o uso de lajes flutuantes, as quais são apoiadas sobre materiais resilientes com o objetivo de reduzir a frequência natural do sistema e consequentemente reduzir a frequência da vibração transmitida.

### 3. Outros Impactos

Além das consequências induzidas pela fase de obras e construção dos túneis, que foram abordadas no primeiro capítulo, há ainda outras consequências também, mais gerais, da obra. Essas segundas consequências advêm da obra pronta e estão mais ligadas à operação do que à construção em si. Nesse trabalho serão abordados os impactos sobre as águas subterrâneas e sobre a sismologia da região.

#### 3.1. Águas Subterrâneas

Outro impacto causado pelos túneis e pelas estruturas subterrâneas em geral se dá na hidrogeologia do local. Existem diversas consequências desse fenômeno, o que leva a várias possibilidades de análises. Entre eles está a análise da estrutura como obstáculo ao fluxo de água subterrânea, ou seja, da alteração da forma como se dá a percolação dessa água devido àquilo que é colocado em seu caminho. Está também a análise da quantidade de água que se encontra no meio, tendo em vista que alguns sistemas, como túneis, têm pontos de drenagem e redirecionamento de água dentro de si, e também estruturas que reinjetam água no meio. Essa segunda análise diz respeito ao balanço do volume de água disponível, e consequentemente da altura do lençol freático, da disponibilidade de água para consumo etc. Outra análise passível de ser feita diz respeito à qualidade da água, que pode ser afetada pela presença da estrutura e por seus métodos construtivos e materiais ou pelo vazamento de contaminantes de redes de esgoto, por exemplo. Por fim, por ora, existe também a análise da alteração da temperatura da água subterrânea devido à presença dessas estruturas, que comumente têm temperaturas diferentes da medida na água previamente.

Vale observar que as consequências sofridas pelas águas subterrâneas são resultado da interação de todas as estruturas presentes naquele espaço. Dessa forma, é necessário haver um planejamento integrado dessas estruturas para controlar os impactos sobre a hidrogeologia do local. Um estudo que teve esse objetivo foi o *Deep City Method* (Li *et al.*, 2013), que modelava em 3D de forma integrada esses impactos trazidos pela interação das estruturas.

Toda essa necessidade de avaliar o impacto das estruturas nas águas subterrâneas está ligada à dependência do ser humano dessa água. Na Europa, por exemplo, 40% da água consumida pela população tem origem em aquíferos subterrâneos (Eiswirth *et al.*, 2004). Observa-se também que são múltiplas as estruturas subterrâneas interagindo, estando entre elas fundações, garagens, porões, túneis, redes de água, esgoto e drenagem pluvial. Nas redes, inclusive, deve-se observar a questão da retirada/disposição de água em vazamentos ou infiltrações, o que altera o balanço de volume de água no aquífero. Quanto ao lençol, a alteração de seu nível pode trazer consequências como alagamentos ou ausência de água em poços de coleta para consumo humano. Dassargues, 1997, visou avaliar o impacto da construção de um túnel na possibilidade de alagamentos de porões enterrados, ou seja, alagamentos associados.

O primeiro tipo de análise mencionado acima está ligado à alteração do perfil de escoamento das águas no subsolo. Observa-se que quando há a presença da estrutura a



tendência é haver uma elevação do nível do lençol na parte anterior e um rebaixamento na parte posterior do obstáculo imposto. Segundo Marinos & Kavvadas, 1997, essa variação é proporcional, no caso de túneis, à sua altura e ao gradiente hidráulico. O obstáculo configura uma barreira onde há perda de carga do fluído. Nesse tipo de situação, as zonas de influência podem atingir escalas maiores que a da própria obra. Em estudo de caso em um túnel construído em Sydney (Merrick & Jewell, 2003) constatou-se que o raio de influência era de 600 metros. Nota-se que o nível do lençol tende a estabilizar-se após algum tempo para um nível constante, que costuma ser diferente do prévio à perturbação.

A segunda consequência, conforme a lista acima, está relacionada à alteração da quantidade de água que está presente. Tendo em vista que a água pode configurar um problema para estruturas subterrâneas, como excesso de pressão hidrostática nas estruturas ou aceleração da deterioração dos materiais, pode ser benéfico retirá-la do meio através de sistema de drenagem. Esse sistema retira água desse meio e a conduz a outro lugar, causando um ponto de depressão piezométrica, que está ilustrado na Figura 3.1.

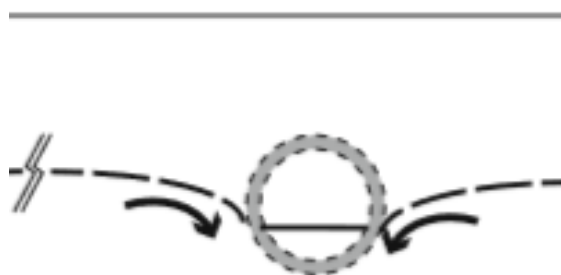


Figura 3.1 - Rebaixamento causado pela drenagem do subterrânea (Attard, 2016, modificado).

Esse rebaixamento causa problemas por levar à compactação de terrenos susceptíveis (Yoo *et al.*, 2009). Essa compactação gera zonas de menor densidade em alguns pontos e de maior densidade em outros, o que pode levar a desestabilizações de estruturas lindeiras sobre o solo.

Dentro dessa parte da análise têm maior relevância as redes de abastecimento e coleta de águas, visto que essas podem apresentar vazamentos que acrescentam água ao meio do aquífero e infiltrações, que retira água do meio do aquífero. Além disso, há também a questão da impermeabilização das áreas de recarga, tendo em vista que o meio urbano tem grande parte de sua superfície do solo coberta por estruturas de uso humano que o tornam impermeável. Essa dificuldade criada à recarga do aquífero também conduz a problemas no volume de água armazenado disponível.

Além dos já citados, há também o impacto da construção de túneis na qualidade da água subterrânea. Essa análise, inclusive, se faz necessária em etapa de projeto porque a resistência às intempéries do meio dos materiais empregados deve ser pensada em função da qualidade da água, que pode ser afetada pela construção da estrutura. Essa alteração da água pode afetar também a biota e microbiota da região e se é água é passível de ser consumida pelos seres humanos ou não. Outro problema que as características da água podem trazer aos túneis é a deposição de minerais presentes na forma de íons no interior das tubulações de drenagem, causando seu entupimento.

Entre os parâmetros utilizados para quantificar esse impacto estão o pH, que quantifica a acidez ou basicidade da água, e a concentração de íons presente. A temperatura da água também pode afetar sua qualidade, mas essa análise será alvo dos próximos parágrafos. Um exemplo de análise da presença de íons está na Figura 3.2, onde se mediu a concentração de diferentes íons antes da construção de um túnel e em vários pontos no tempo durante a obra. Esse estudo de caso é do túnel ferroviário de *Kattleberg* na Suécia e será abordado a seguir.

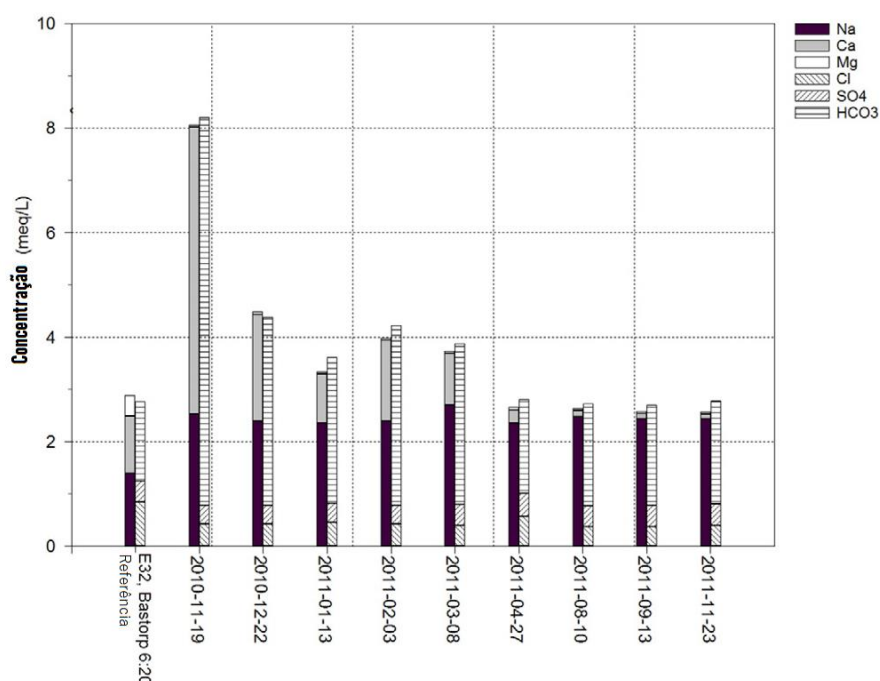


Figura 3.2 - Concentração de íons nas águas analisadas adjacentes à obra de túnel na Suécia (adaptado de Mossmark *et al.*, 2010, modificado).

O estudo de caso mencionado foi realizado por Mossmark *et al.*, 2010, com dados coletados na obra do túnel ferroviário de *Kattleberg*, na Suécia. Na região houve diversas eras de glaciação e expansões e retrações da superfície do mar. Há na região da obra uma camada de argila, proveniente dos fenômenos citados acima, além da rocha pouco intemperizada tradicional da Escandinávia. O túnel foi construído com injeções prévias ao avanço da face de escavação, visando impermeabilização, associadas ao método *Drill & Blasting*. Em alguns casos realizaram-se injeções após avançar a face de escavação para conter vazamentos observados. O cimento usado no graute das injeções é do tipo CP1, visando resistência à agressividade do meio, materializada na presença de sulfatos.

A análise da qualidade da água nesse estudo foi feita através de dois furos nas paredes do túnel e de cinco poços lindeiros à obra. Esses dispositivos permitiram a captação de amostras de água em diversos pontos no tempo para análise de pH e da concentração de íons. A Figura 3.2 quantifica as concentrações desses íons na água captada em um dos furos dentro do túnel.

Sobre as mudanças, percebeu-se alteração do pH da água. Segundo o estudo, isso está relacionado com o pH alto do cimento usado no graute das injeções. Dessa forma, entende-se que o uso dessas injeções pode causar plumas de alcalinidade. Além disso, notou-se elevação da concentração de íons  $\text{Ca}^{2+}$ , o que é liberado pela reação de hidratação do cimento. Essa

alteração é notória na Figura 3.2, onde os íons  $\text{Ca}^{2+}$  são representados pela cor cinza e apresentam relevante alta na segunda medida.

Quanto aos resultados, observou-se que o maior impacto, além das alterações provocadas pelas injeções, foi causado pela retirada da floresta em uma região próxima para utilizar como bota-fora de material retirado de dentro do túnel. Nessa região houve alteração da composição química da água de *runoff*, tendo em vista que não mais há a floresta para impedir esse contato. Assim, a água em alguns dos pontos de observação começou a apresentar íons desprendidos da camada de depósitos marinhos, originada das consecutivas expansões e retrações da superfície marinha, entre eles o  $\text{Cl}^-$ .

Por fim, a última análise a ser feita diz respeito à alteração da temperatura da água do aquífero induzida pela presença de estruturas subterrâneas. Essa alteração está diretamente ligada à forma de se obter energia geotérmica, pois afeta a temperatura do subsolo. Dessa forma, deve-se levar em consideração essa alteração ao planejar sistema de ar condicionado ou calefação que tem como fonte essa temperatura.

Essa alteração da temperatura da água tem origem no gradiente térmico entre a estrutura e água, que leva a trocas térmicas para tentar atingir o equilíbrio. Isso pode levar a uma zona de impacto com volume vinte vezes maior do que o volume da estrutura enterrada em si.

### 3.2. Terremoto

Por fim, o último dos efeitos no ambiente causados pela presença de um túnel que serão abordados neste trabalho é a forma como essa estrutura intervém na propagação de ondas sísmicas. Esse tipo de obra altera a configuração do subsolo e conseqüentemente altera a forma como essas ondas atingem a superfície.

Para isso, o parâmetro de medida para esse tipo de fenômeno é a aceleração. Esta pode ser medida em qualquer ponto do meio, mas quando se trabalha com seu valor máximo na superfície dá-se um nome especial: PGA, do inglês *peak ground acceleration*. Assim, a instrumentação capaz de auxiliar em sua medida é o acelerômetro, geralmente em tamanho reduzido para aplicação em laboratório.

Foram analisados dois ensaios, que são abordados nos artigos que baseiam esse texto: o ensaio realizado em centrífuga e em mesa vibratória. Nos dois casos é feito um túnel em escala, que colocado dentro de um material análogo ao solo. Esses materiais se relacionam com a realidade através dos coeficientes de escala, que ditam as relações entre as propriedades dos materiais para os tamanhos real e do modelo. Nos dois casos foi feita modelagem em computador para se comparar com os resultados do experimento real e testar a fidelidade da teoria criada. Essa modelagem é feita através do método FEM ou FDM (*finite difference method*, do inglês método das diferenças finitas).

No primeiro dos estudos foi aplicada carga dinâmica sobre o modelo enquanto este estava submetido à centrífuga. Essa centrífuga possui 5 metros de raio e aceleração máxima de 40g. O modelo dos autores apresentava dimensões reduzidas em 40 vezes e foram realizados testes com e sem a presença do túnel na amostra do equivalente ao solo. Impôs-se que o solo tem seu mecanismo de ruptura descrito por Mohr-Coulomb. Nos dois casos foram medidas as ondas transmitidas pelo material tendo recebido o carregamento dinâmico supracitado, com auxílio dos acelerômetros.

Pôde-se concluir, através dos ensaios, que a modelagem computacional previu satisfatoriamente os resultados observados. Dessa forma prosseguiu-se para um estudo paramétrico para verificar quais fatores tem maior influência na relação em estudo.

É importante observar que as ondas sísmicas têm características diferentes, como frequência, duração e comprimento de onda. Assim, foram simulados dois tipos diferentes de terremoto no estudo.

Entre os resultados, constatou-se que, dependendo da frequência de origem da onda sísmica, existe tendência de o túnel provocar aumento ou redução da PGA. Para frequências maiores existe tendência de haver redução na PGA, e para menores, aumento. Assim, constatou-se que o impacto da PGA é variável de acordo com a frequência. Além disso, notou-se também a amplitude ajuda a provocar a redução na PGA: quanto maior a amplitude da onda que dá origem ao movimento, maior o efeito de redução da aceleração quando comparado com o resultado em condições de campo livre. Essa situação é descrita na Figura 3.3, retirada do artigo em questão, em que a frequência da onda que origina a perturbação é de 5 Hz e há o efeito de redução da PGA.

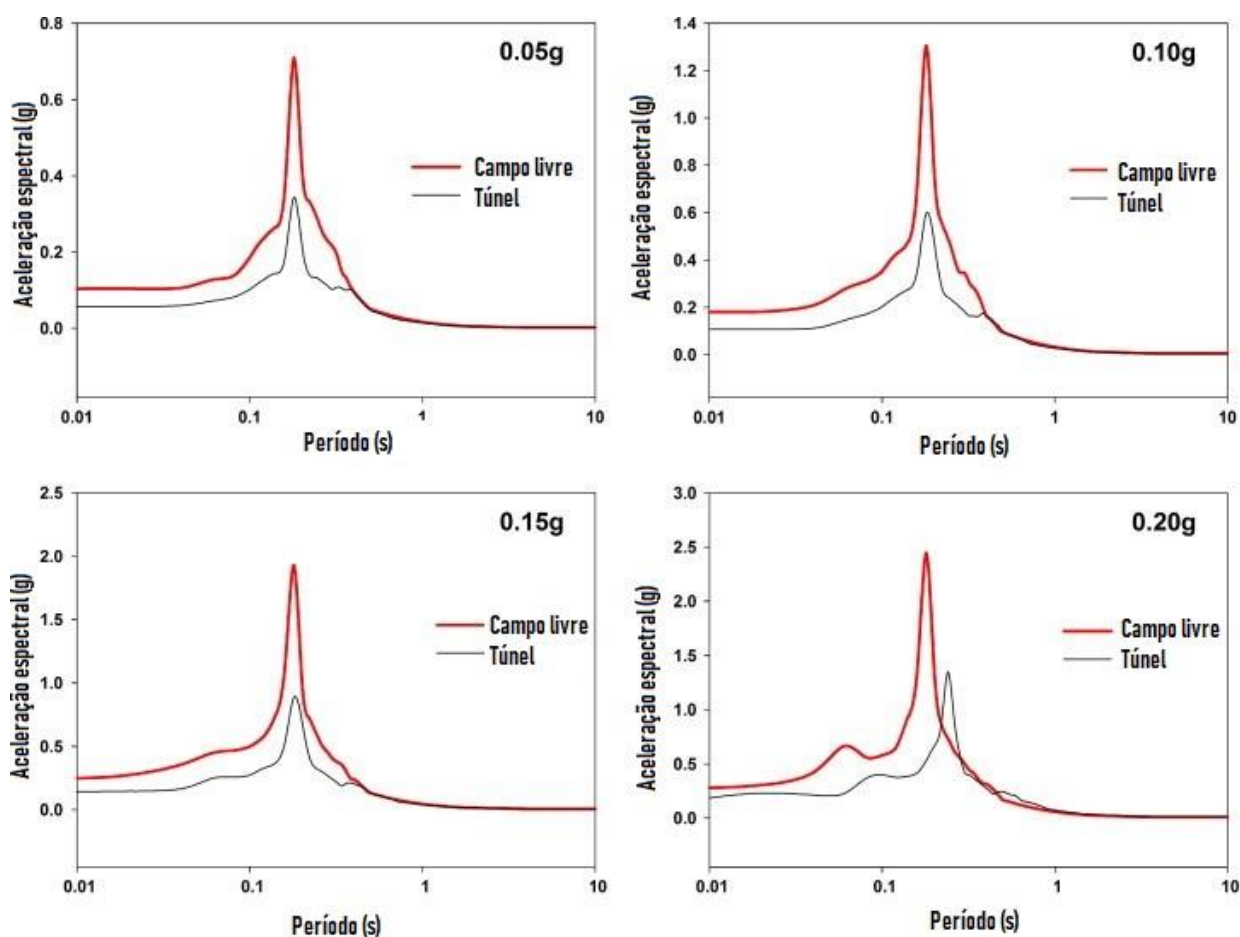


Figura 3.3 - Relação entre aceleração em casos onde há presença de túnel e onde há campo livre para diferentes acelerações de origem (Baziar et al., 2014, modificado).

Dessa forma é possível criar um “coeficiente de amplificação”, onde se relaciona a PGA de quando há o túnel com a PGA da condição de campo livre. Na Figura 3.4 estão registrados os valores desse coeficiente para diferentes amplitudes da onda de origem. Fica nítida a relação entre frequência e amplitude de origem e “coeficiente de amplificação”.

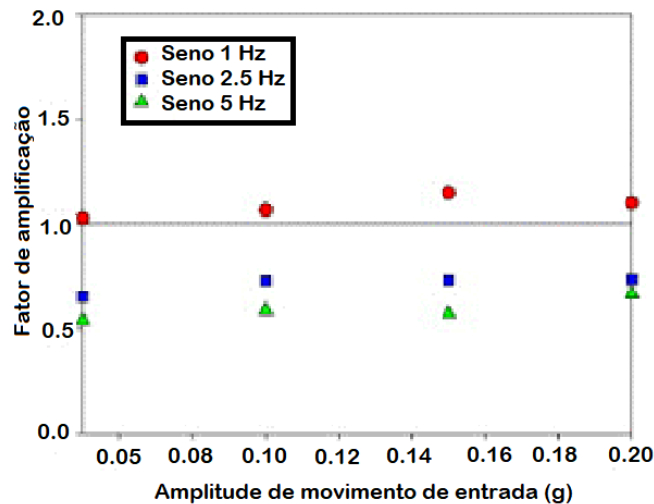


Figura 3.4 - “Coeficientes de amplificação” para diferentes amplitudes de onda sísmica de origem (Baizar *et al.*, 2014. modificado).

Com essas análises é notório que o efeito pode ser benéfico ou maléfico. A explicação, segundo o artigo, é de que a presença do túnel provoca redução na frequência natural do sistema como um todo, dando origem às consequências descritas. Vale observar ainda que, devido às características do problema, as estruturas mais altas são as que sofrem os efeitos mais drásticos.

No segundo estudo analisado (Guobo *et al.*, 2018) houve um foco maior na interação entre a estrutura superficial e subterrânea, e na forma como juntas impactam a propagação da onda sísmica. Nesse estudo usou-se uma mesa vibratória de 3x3 metros e um só grau de liberdade. O modelo numérico para comparação foi descrito por Wang *et al.*, 2017. Foi construído um modelo de túnel e de prédio para serem usados, ambos feitos de vidro orgânico, para compatibilizar o módulo ditado pelos coeficientes de proporção. O material análogo ao solo era composto de argila e serragem, também pensando no módulo que se gostaria de atingir. Antes de mais nada foi determinada a frequência natural do sistema criado, para que se evitasse causar ressonância através das frequências induzidas pela mesa.

Foi constatado, então, que a presença da estrutura na superfície tende a reduzir a PGA provocada pela onda sísmica, salvo quando a frequência é muito baixa e o impacto é imperceptível. Além disso percebeu-se que os pavimentos mais próximos ao solo tendem a sofrer maior impacto. Por fim, percebeu-se que há grande influência das características da onda sísmica, que podem variar conforme o tipo de terremoto.

## B. ANÁLISE DE CASO

### 4. Metodologia e parâmetros da modelagem

Tendo em vista a problemática apresentada acima, selecionou-se o recalque para se fazer análise mais aprofundada, particularmente seu impacto em edificações lindeiras. O método de cálculo é através de *software* de elementos finitos, utilizando projeto e sondagem reais para obter os parâmetros do solo e da edificação.

O objetivo é perceber a sensibilidade do recalque induzido aos parâmetros do projeto do túnel, como profundidade, diâmetro e distância horizontal entre os eixos centrais do edifício e do túnel, ou seja, se o túnel está exatamente sob a estrutura ou passando sob o lado.

Através dos recalques em cada ponto fornecidos pelo programa, é possível calcular o recalque distorcional entre as estacas e a partir daí avaliar o dano que pode ser causado à edificação comparando-se com tabelas próprias, que serão apresentadas mais à frente.

#### 4.1 Software

O software escolhido para fazer a análise é o Plaxis. Seu funcionamento se dá através do método dos elementos finitos, e assim um de seus *outputs* é a malha deformada.

A vantagem desse método é a divisão do meio contínuo em elementos, os quais apresentam nós. Dessa forma, os cálculos, baseados na mecânica do contínuo, são feitos na forma discreta, através da malha de nós criada. Esses elementos, para o caso do cálculo de deformação, correspondem aos graus de liberdade, onde cada um representa uma componente do deslocamento. O cálculo faz uso das equações do equilíbrio e é iterativo.

Tendo em vista que o programa é bastante completo, ele fornece também gráficos de deslocamento (totais, verticais e horizontais), tensões totais, tensões efetivas, poropressão, diagramas de esforços das peças modeladas (axial, cisalhante e momento fletor), entre outros. Uma dessas peças é o sistema de revestimento do túnel, que pode ser dimensionado tendo em vista os esforços ilustrados pelo programa.

Ele consiste em quatro módulos, os quais são *Input*, *Calculations*, *Output* e *Curves*. O primeiro é responsável por receber os dados do modelo, o segundo realiza efetivamente os cálculos na malha dos elementos finitos, o terceiro permite a visualização dos resultados calculados pelo segundo (deformações, tensões, diagramas de esforços etc.) e o último é responsável pela geração de gráficos, os quais podem ser exportados como tabelas.

Vale ressaltar também as condições de contorno que foram fornecidas ao programa. Entende-se, para essa simulação que o bloco de solo modelado tem apoios de primeiro gênero nas laterais, ou seja, pode se deslocar apenas verticalmente e não lateralmente. Isso porque entende-se que há mais solo justaposto, o qual não permite o movimento lateral. Para o fundo, considera-se apoio do segundo gênero, onde não há liberdade de movimento vertical ou horizontal.

## 4.2 Projeto

Foi utilizado um projeto real de fundações indiretas, do tipo estaca, como parâmetro para modelar a estrutura. É importante ressaltar que houve autorização do uso do projeto e sondagem pela empresa desde que não fosse divulgado seu nome. Assim, foi escolhido um plano do projeto, tendo em vista que o *software* é bidimensional. Nesse plano há 11 estacas com profundidade média de 18 metros. Seu diâmetro é de 80 centímetros e elas são do tipo hélice contínua. O edifício é comercial, localizado no SIA (Setor de Indústria e Abastecimento, em Brasília-DF), e tem seção com largura de aproximadamente dez metros na região estudada. A partir desses dados pode-se modelar a estrutura no *Plaxis*.

Para isso, então, foi inserida uma placa de dez metros de comprimento no nível do solo, e dez estacas de 18 metros sob ela, espaçadas entre si de um metro. Essa configuração seguiu o previsto no projeto citado acima. As estacas foram modeladas como *node-to-node anchor*, conforme sugestão dos tutoriais do programa.

Quanto às distâncias das interfaces dos limites do modelo ao túnel, utilizou-se aproximadamente dois diâmetros para as laterais e um para o fundo. Tendo em vista que o túnel é considerado raso, com profundidade de três a quatro diâmetros, suas deformações são do tipo gravitacional, onde o teto do túnel desce, mas seu arco invertido não sobe, e assim o fato de a distância da extremidade inferior do modelo ao túnel ser pequena não tem importância. Quanto às extremidades laterais, sua distância não tem impacto tão grande nos resultados obtidos por eles serem lidos nas pontas das estacas apenas.

Os parâmetros dessa placa, a qual é considerada elástica, que modelou a parte inferior do edifício estão apresentados na **Error! Reference source not found..**

EA (módulo de elasticidade x área)	$10^9$ kN/m
EI (módulo de elasticidade x momento de inércia)	$10^8$ kNm <sup>2</sup> /m
espessura	1 m
$\nu$ (coeficiente de Poisson)	0,1

Tabela 4.1 - Parâmetros do Bloco de Fundação

Já para o material que modelou o revestimento do túnel, o qual também é entendido pelo programa como uma placa, porém em formato circular, os parâmetros são os dados na Tabela 4.2. Observa-se que ele também é entendido como um material elástico.

EA (módulo de elasticidade x área)	$1,4 \times 10^9$ kN/m
EI (módulo de elasticidade x momento de inércia)	$3,16 \times 10^5$ kNm <sup>2</sup> /m
espessura	52 cm
$\nu$ (coeficiente de Poisson)	0,15

Tabela 4.2 - Parâmetros do Revestimento do Túnel

Os parâmetros foram fornecidos ao programa dessa forma, e por isso estão aqui apresentados como forma de multiplicação.

Para as estacas, os dados fornecidos são apenas o espaçamento no plano ortogonal ao desenho, o qual foi de um metro, e a multiplicação EA, cujo significado já foi explicitado acima, que vale  $2 \times 10^6$  kN. O material também é elástico, hipótese a qual pode limitar o

modelo, tendo em vista que desconsidera a etapa plástica da deformação e seus efeitos. Opta-se, porém, por ignorar esse efeito, uma vez que a análise aqui traçada é qualitativa.

### 4.3 Sondagem

A sondagem utilizada foi fornecida junto com o projeto. O ensaio é do tipo SPT (*Standard Padronized Test*) com continuação através do uso de ensaio CPT (*Cone Penetration Test*). Dentre os vários furos apresentados no laudo, escolheu-se o segundo para modelar o solo entre as estacas e o túnel, por ser este o mais próximo ao plano analisado das fundações. Assumiu-se que o solo abaixo do nível máximo de penetração do ensaio mantém as características dessa última camada.

A informação retirada desse laudo foi o tipo de solo e a disposição das camadas. Tendo em vista que não há ensaios mais precisos para informar os parâmetros do solo como coesão, ângulo de atrito, módulo de elasticidade, peso específico seco e saturado, utilizou-se dados contidos no próprio programa, respeitando sempre o tipo de solo e tentando escolher o modelo que parece melhor se assemelhar. Para todos eles utilizou-se a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb e fez-se análise drenada.

Para a camada superior, considerada como argila, os dados de entrada do modelo são os da Tabela 4.3.

$\gamma_{\text{sat}}$ (peso específico saturado)	18 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{\text{unsat}}$ (peso específico não saturado)	16 kN/m <sup>3</sup>
$k_x$ (permeabilidade no eixo x)	10 <sup>-8</sup> m/s
$k_y$ (permeabilidade no eixo y)	10 <sup>-8</sup> m/s
coesão	5 kPa
$\phi$ (ângulo de atrito)	25°
E (módulo de elasticidade do solo)	10 MPa
$\nu$ (coeficiente de Poisson)	0,35

Tabela 4.3 - Parâmetros da Camada Superior de Solo

Para a camada sob a acima, os dados variam um pouco, tendo em vista que na sondagem há mudanças na cor do material e na quantidade de golpes do SPT necessária para penetrar o amostrador. Assim, seguem na Tabela 4.4 na mesma ordem que apresentados acima os dados.



$\gamma_{\text{sat}}$ (peso específico saturado)	19 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{\text{unsat}}$ (peso específico não saturado)	17 kN/m <sup>3</sup>
$k_x$ (permeabilidade no eixo x)	10 <sup>-4</sup> m/s
$k_y$ (permeabilidade no eixo y)	10 <sup>-4</sup> m/s
coesão	8 kPa
$\phi$ (ângulo de atrito)	29°
E (módulo de elasticidade do solo)	20 MPa
$\nu$ (coeficiente de Poisson)	0,33

Tabela 4.4 - Parâmetros da Camada Intermediária de Solo

Por fim, para a camada sob todas as outras, última estudada pelos ensaios tanto SPT como CPT, tem-se uma camada arenosa, compacta e com  $N_{\text{SPT}}$  igual a 50. Ela é considerada como impenetrável no ensaio e para-se ali. Para ela os dados utilizados são os da Tabela 4.5.

$\gamma_{\text{sat}}$ (peso específico saturado)	20 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{\text{unsat}}$ (peso específico não saturado)	17 kN/m <sup>3</sup>
$k_x$ (permeabilidade no eixo x)	5x10 <sup>-4</sup> m/s
$k_y$ (permeabilidade no eixo y)	5x10 <sup>-4</sup> m/s
coesão	1 kPa
$\phi$ (ângulo de atrito)	34°
E (módulo de elasticidade do solo)	30 MPa
$\nu$ (coeficiente de Poisson)	0,30

Tabela 4.5 - Parâmetros da Camada Inferior de Solo

Quanto ao nível d'água, tem-se que a análise a ser realizada é do tipo drenada, por dar tempo ao solo de dissipar o excesso de poropressão induzido pela estrutura. Assim, apesar de ele se encontrar a 11 metros de profundidade, ele não foi considerado e modelado, dando a entender que o solo se encontra seco. Acredita-se que essa simplificação não altera significativamente a análise feita.

Tendo sido inseridas todas essas informações no software e feita a modelagem do túnel, pode-se passar à geração da malha, determinação das condições iniciais (poropressões e tensões totais) e então ao cálculo de fato. O modelo gerado tem a configuração da Figura 4.1.

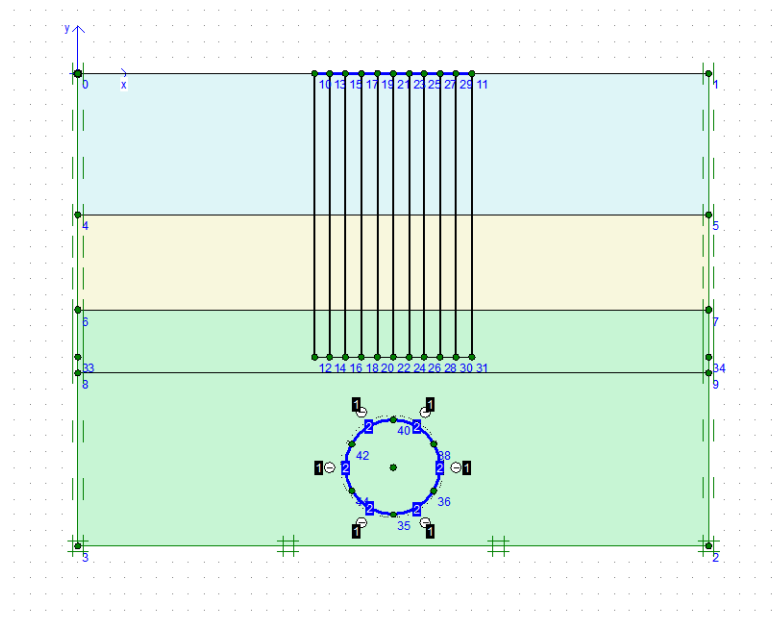


Figura 4.1 - modelo gerado pela autora no Plaxis

Passa-se, então, à etapa de cálculo do *input* criado, cujos resultados serão apresentados no próximo capítulo. Em seguida serão variados os parâmetros do túnel, entre eles raio, profundidade e posição relativa ao eixo do edifício, feitos os cálculos e apresentados à frente.

## 5. Resultados

Os outputs serão divididos conforme são variados os parâmetros. Serão calculadas duas configurações de cada um dos parâmetros, os quais serão raio de 3 e 5 metros respectivamente, profundidade de 25 e 35 metros respectivamente e túnel sob o eixo central do prédio e túnel deslocado lateralmente em relação ao prédio.

Para cada um desses casos poderá ser medido, através das deformações verticais informadas pelo programa, o recalque das estacas. Assim, é possível ver qual a maior diferença entre eles e calcular o recalque distorcional. No caso do túnel alinhado ao eixo do edifício, passando sob ele, sabe-se que a maior diferença entre os recalques será entre o recalque da estaca mais distante do eixo e a estaca central, sobre o eixo de simetria. Para o caso do túnel passando lateralmente em relação ao edifício, e não sob ele diretamente, a maior diferença será entre as estacas de cada uma das extremidades da placa que modela o edifício.

Recalque distorcional é o recalque diferencial ( $\Delta\rho$ ) dividido pelo vão entre as partes da estrutura que estão recalcando (L). Recalque diferencial, por sua vez, é a diferença entre os recalques sofridos por essas duas partes. Assim, tem-se a equação 5.1 abaixo:

$$\beta = \frac{\Delta\rho}{L} \quad (5.1)$$

Os resultados referentes a cada uma das etapas de cálculo conterão a malha deformada fornecida pelo programa e as deformações verticais e totais sofridas em forma de escala de cores. A análise concomitante das deformações verticais e totais sofridas permite analisar se há grandes deslocamento no eixo horizontal, embora não seja este o foco do trabalho. Outros tipos de *output* podem aparecer também, visando complementar o trabalho e o entendimento do fenômeno.

É importante ter em mente que os deslocamentos da malha são majorados pelo programa, através de fatores de escala informados em cada uma das figuras. Na maior parte dos casos esse fator é de 50.000 ou 20.000 vezes.

### 5.1 Túnel centralizado com raio de 3 m e profundidade de 25 m

Posicionando o túnel sob o eixo do prédio, definindo seu raio como três metros e sua profundidade, medida em seu eixo, como 25 m, realiza-se a simulação com o programa e gera-se Figura 5.1, Figura 5.2 e Figura 5.3.

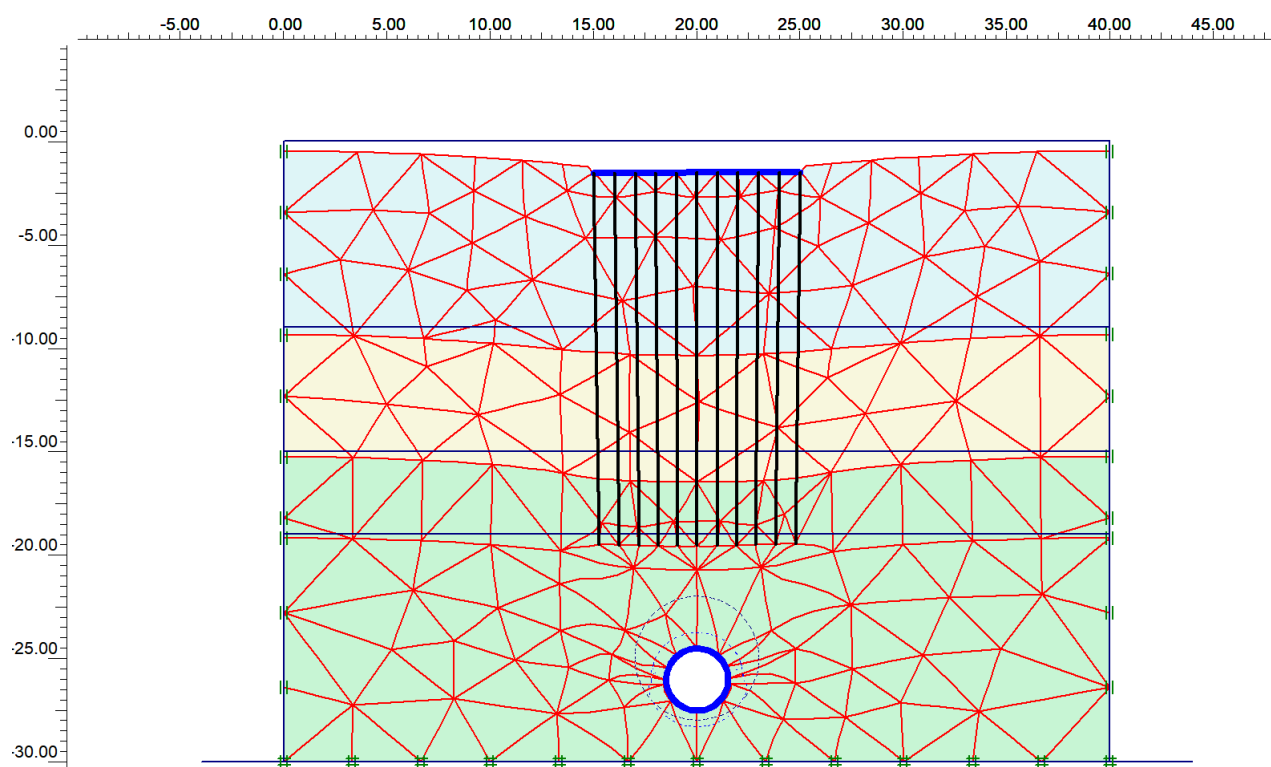


Figura 5.1 - malha deformada para o túnel centralizado com raio de 3 m com deformações majoradas em 20.000 vezes

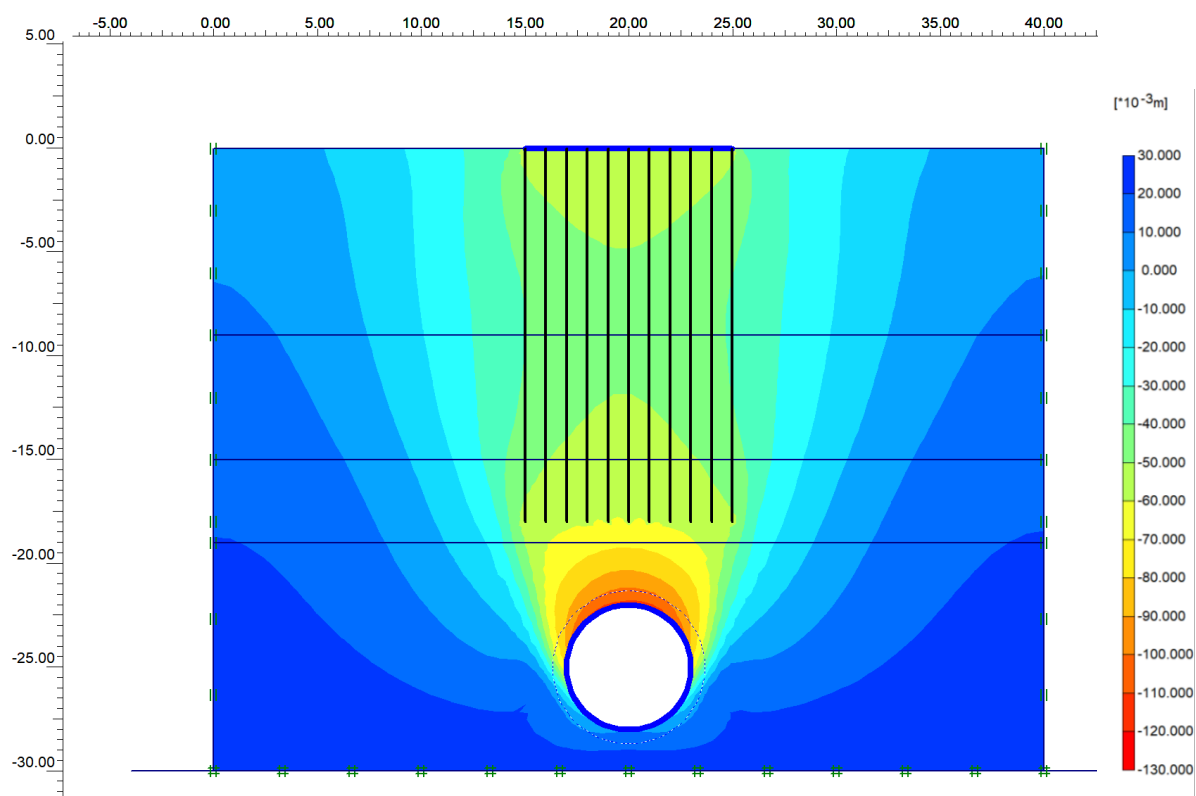


Figura 5.2 - deslocamentos totais do túnel centralizado com raio de 3 metros

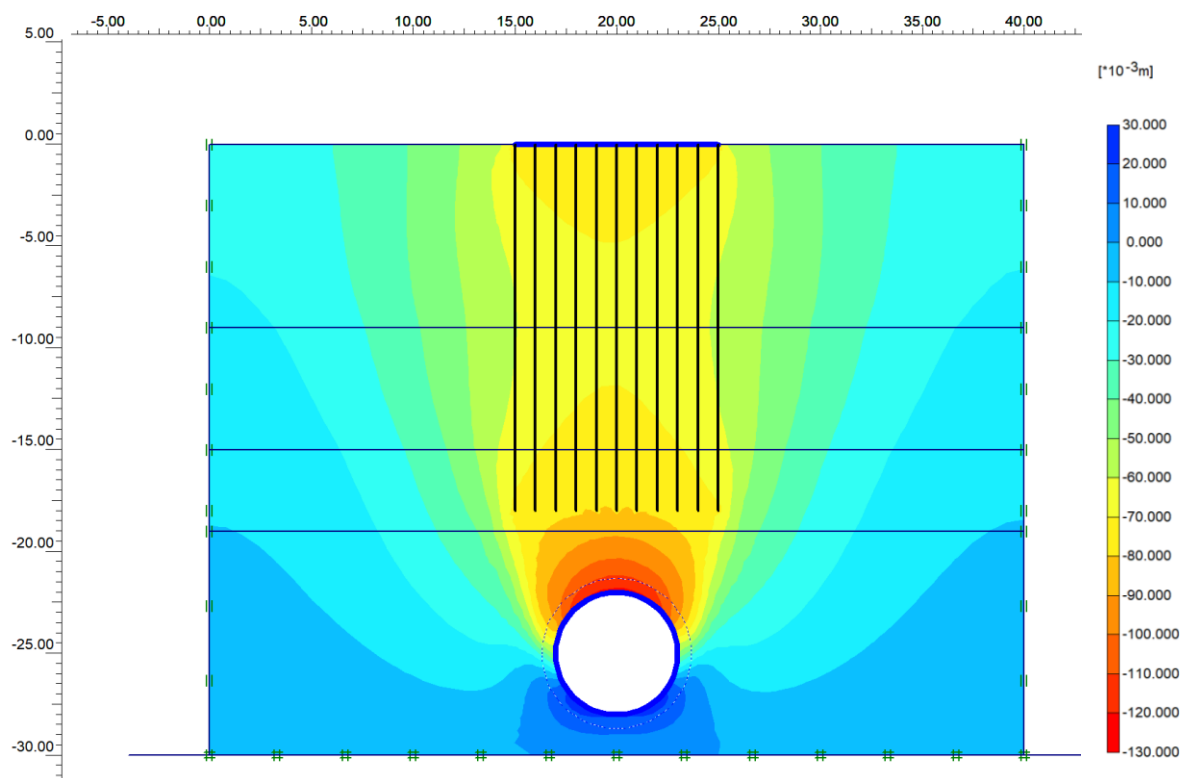
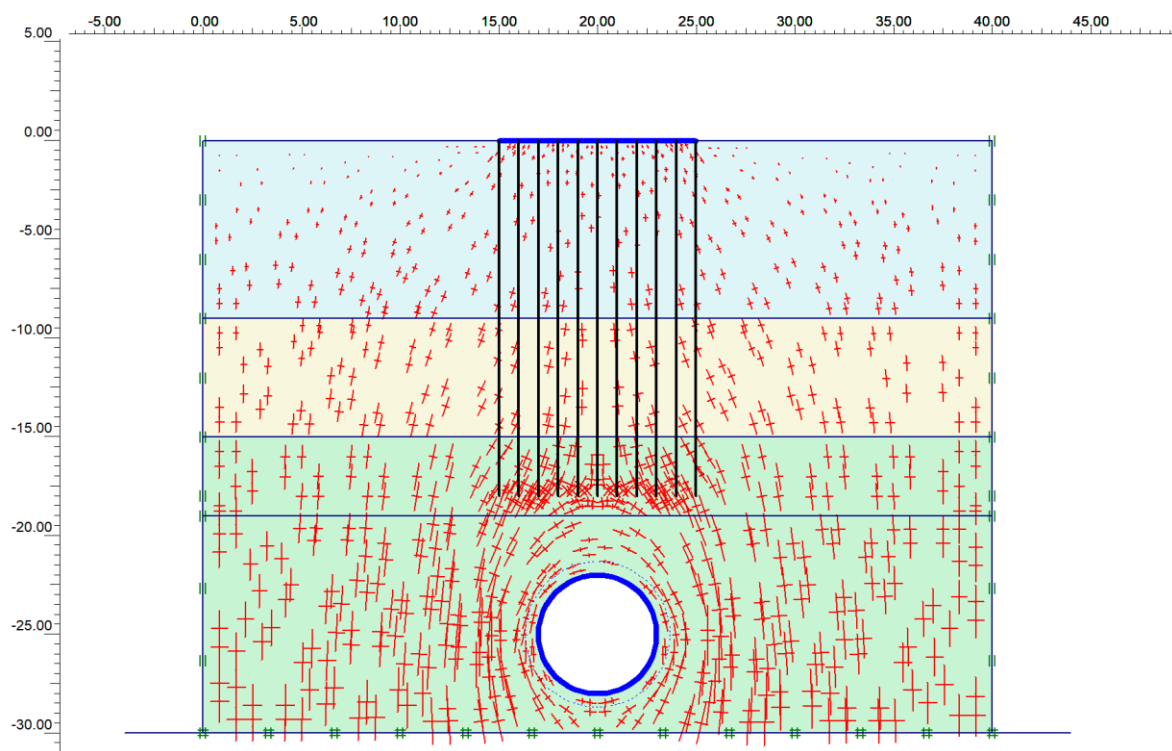


Figura 5.3 - deslocamentos verticais para o túnel centralizado com raio de 3 metros

A partir das figuras apresentadas, pode-se medir através da escala de cores o recalque sofrido pela ponta da estaca. A escala que informa o que cada cor significa está à direita do gráfico e tem seus valores em  $m^{-3}$ , ou seja, em mm. Esse dado será obtido através do gráfico de deslocamentos verticais.

Seguindo o explicado acima, a estaca mais à esquerda sofreu recalque de 7 centímetros, enquanto a estaca central sofreu recalque de 8 cm. Sabendo que a placa tem 10 metros de comprimento, e que, portanto, as estacas distam 5 m, o recalque distorcional sofrido foi de 1/500.

Aproveitando a oportunidade, mostra-se também um gráfico de tensões principais, as quais são representadas pelas cruzes. Fica notório na Figura 5.4 o arqueamento das tensões induzidos pelo túnel e a concentração destas na ponta das estacas.



*Figura 5.4 - tensões totais da configuração modelada*

## 5.2 Túnel lateralizado com raio de 3 m e profundidade de 25 m

Para o túnel lateralizado, tem-se as Figura 5.5, Figura 5.6 e Figura 5.7, que ilustram respectivamente a malha deformada, os deslocamentos totais e deslocamentos verticais.

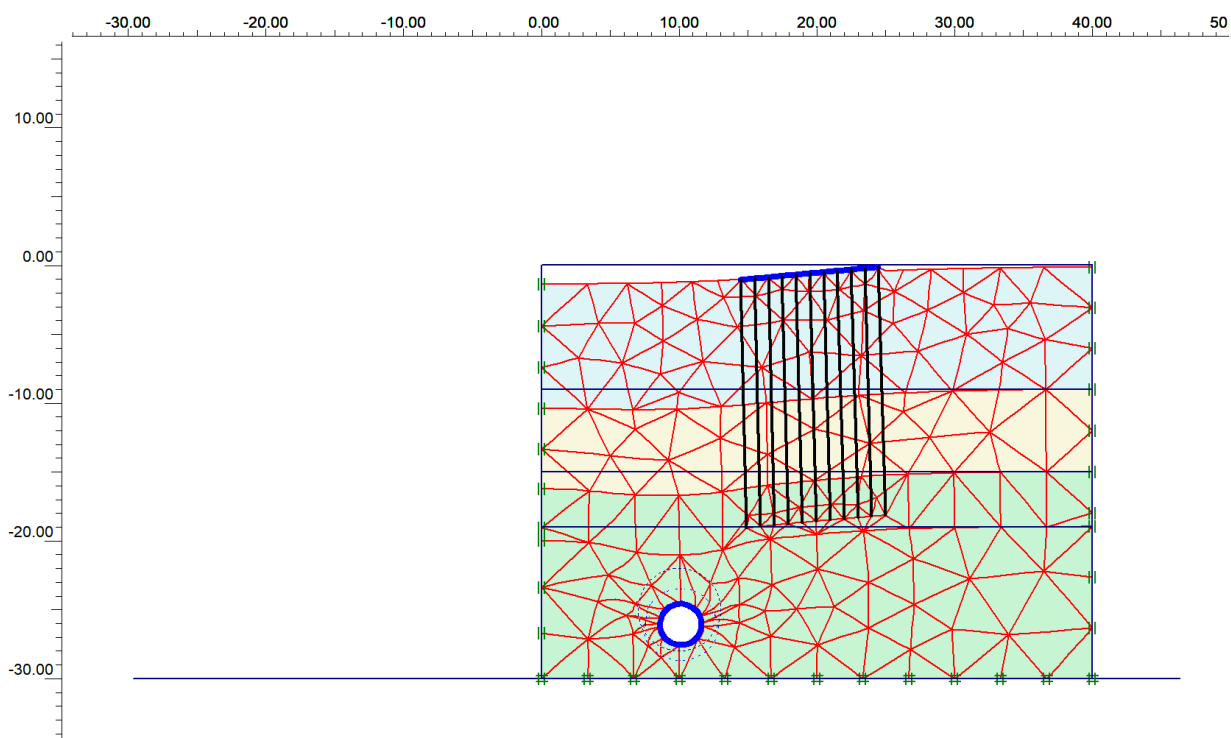


Figura 5.5 - malha deformada para o túnel lateralizado com raio de 3 m e profundidade de 25 m com deformações majoradas em 20.000 vezes

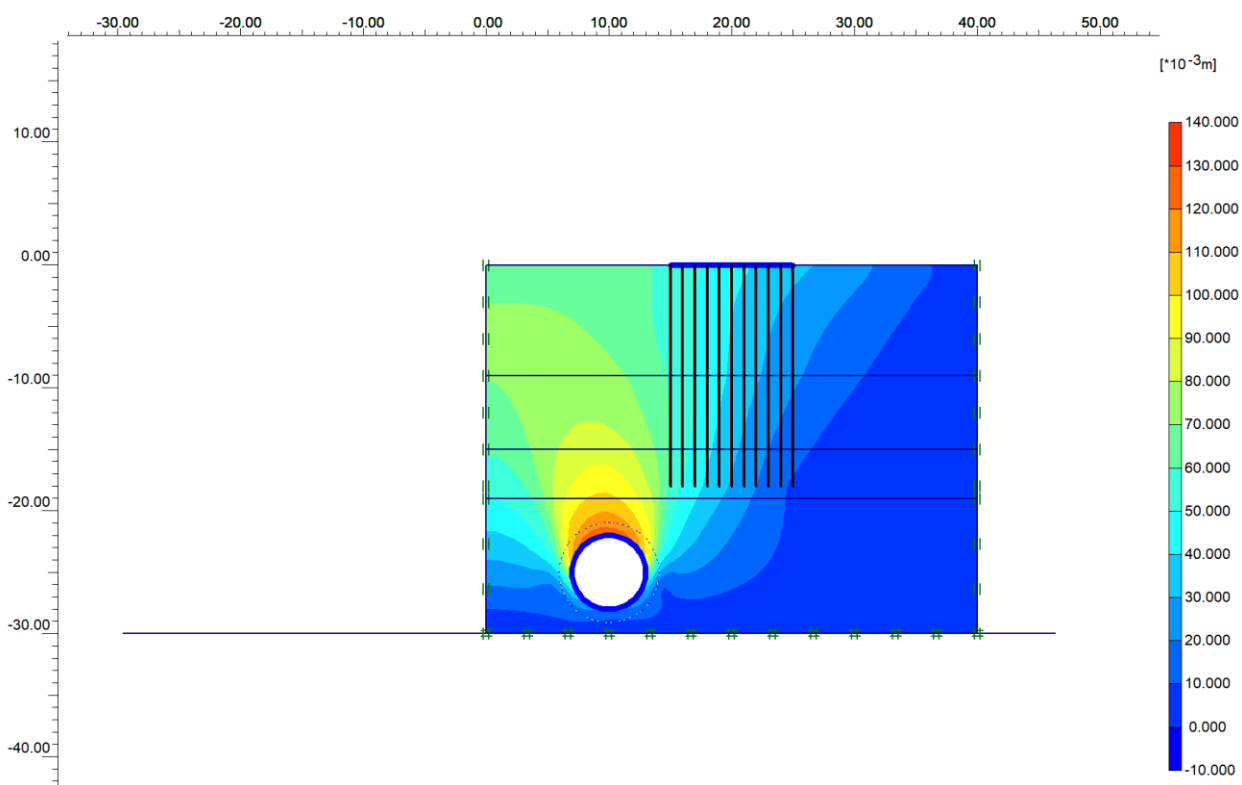


Figura 5.6 - deslocamentos totais para o túnel lateralizado com raio de 3 m e profundidade de 25 m

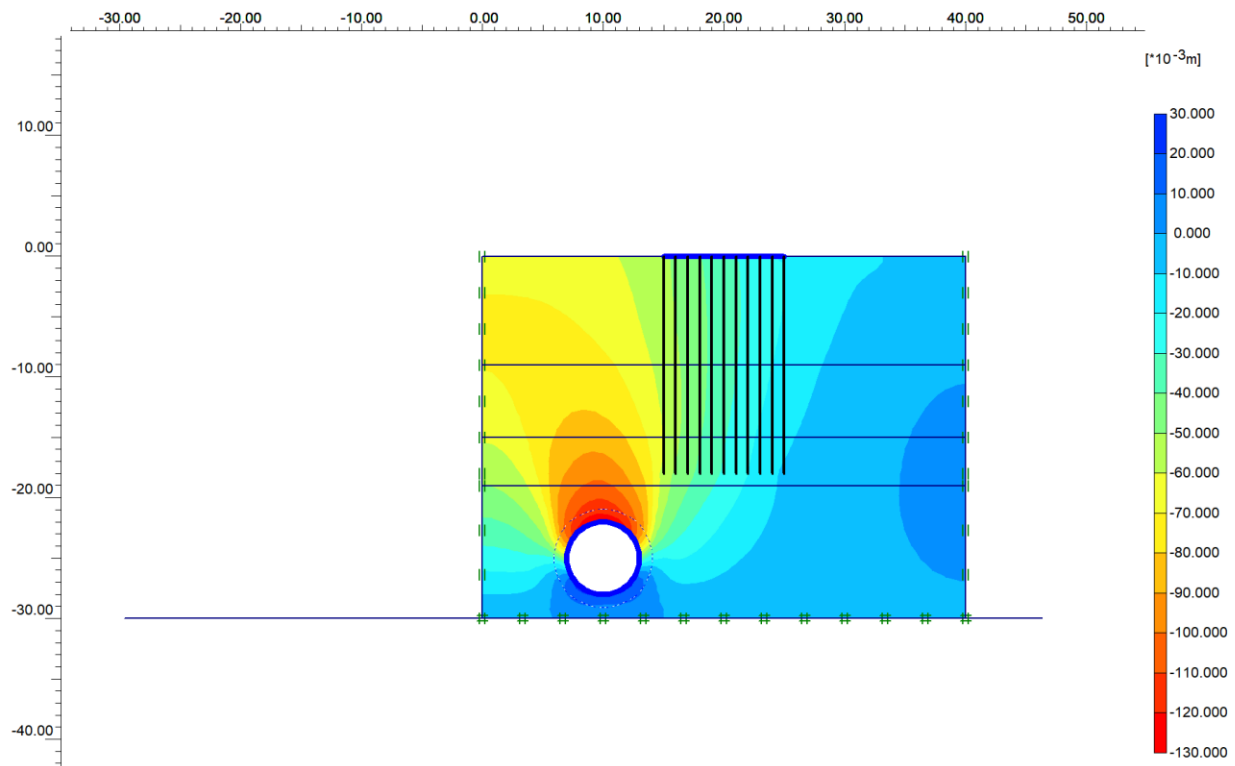


Figura 5.7 - deslocamentos verticais para o túnel lateralizado com raio de 3 m e profundidade de 25 m

Das figuras, tem-se que o recalque nas estacas das extremidades esquerda e direita da placa é respectivamente 6 cm e 1 cm. Dessa forma, o recalque distorcional é de 1/200.

### 5.3 Túnel centralizado encostado na ponta das estacas

Para fins de melhor compreensão do funcionamento do programa e da situação modelada, rodou-se no programa um caso onde o teto do túnel toca a ponta das estacas, mantendo o raio de três metros e o túnel centralizado em relação ao eixo do edifício.

Conforme era esperado, o programa informou que há ruptura, calculou tensões muito elevadas no teto, e a malha ilustrou a queda do teto. Isso fica nítido na Figura 5.8 e Figura 5.9.



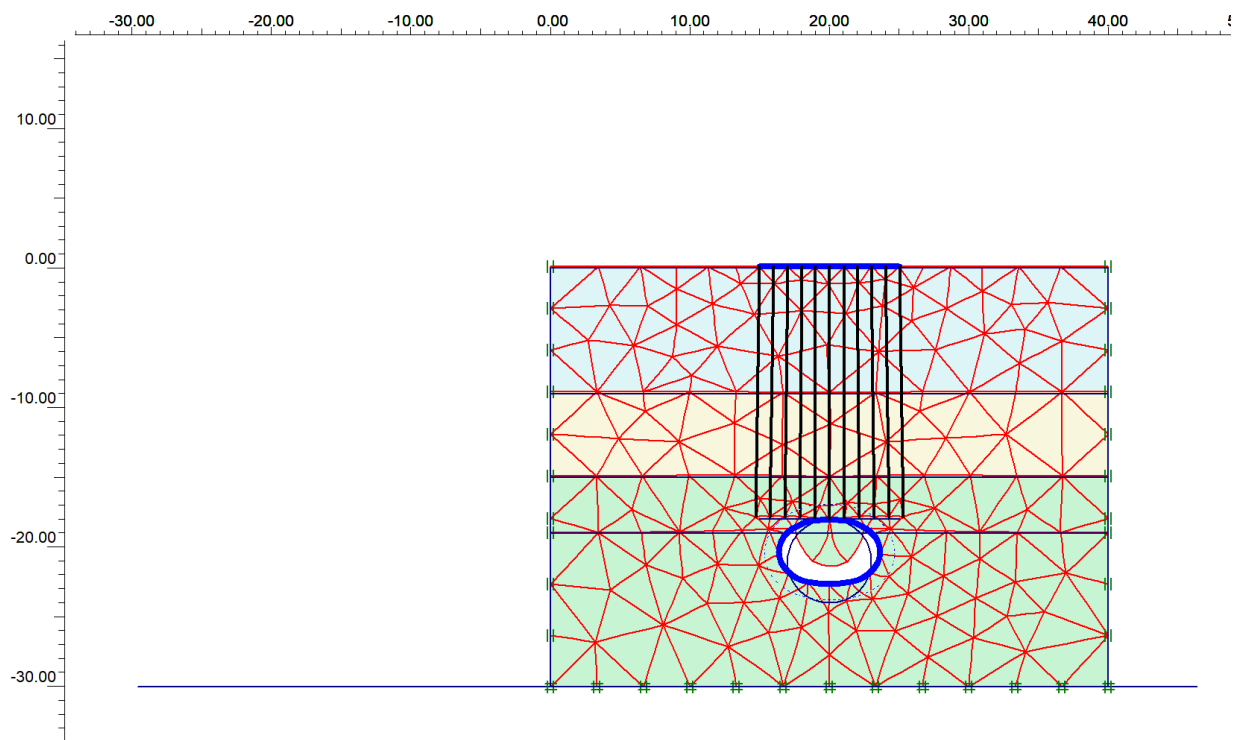


Figura 5.8 - malha deformada para o túnel encostado na ponta das estacas, com deformações majoradas em 200.000 vezes

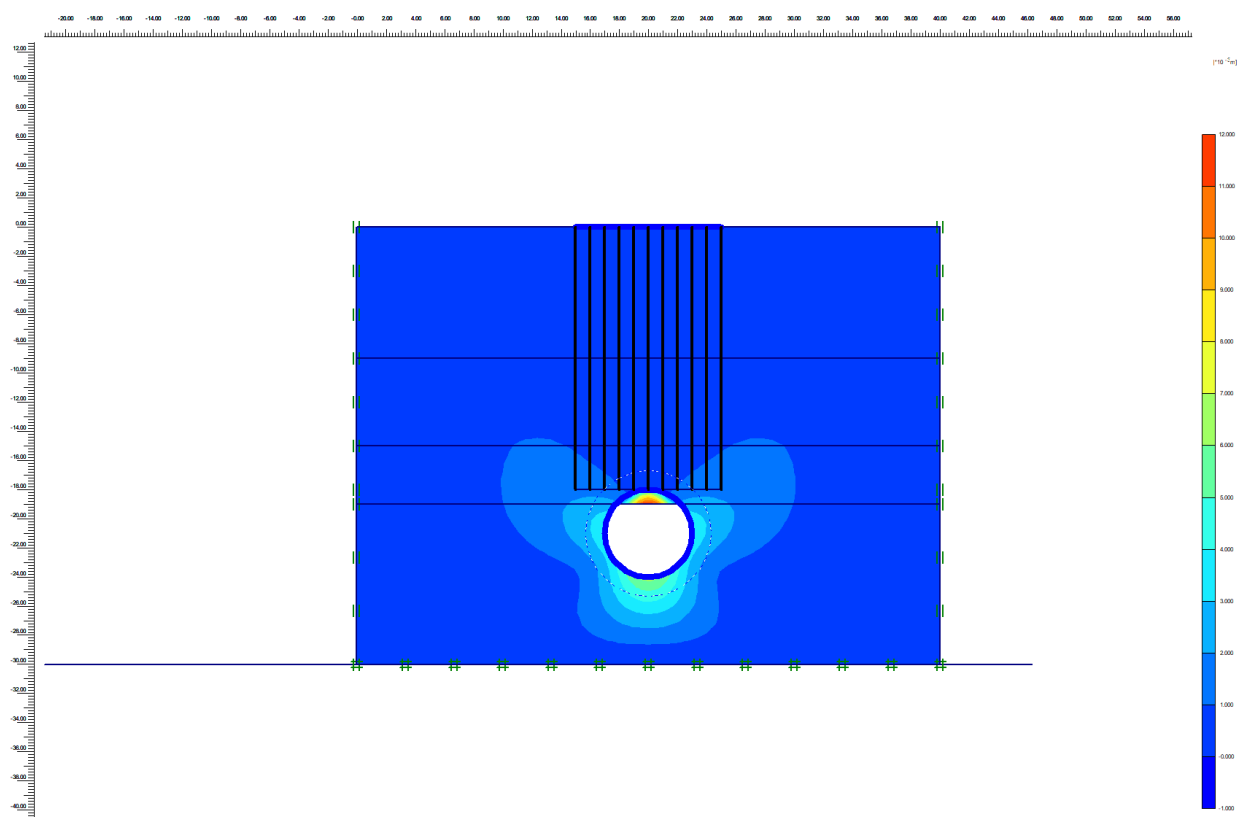


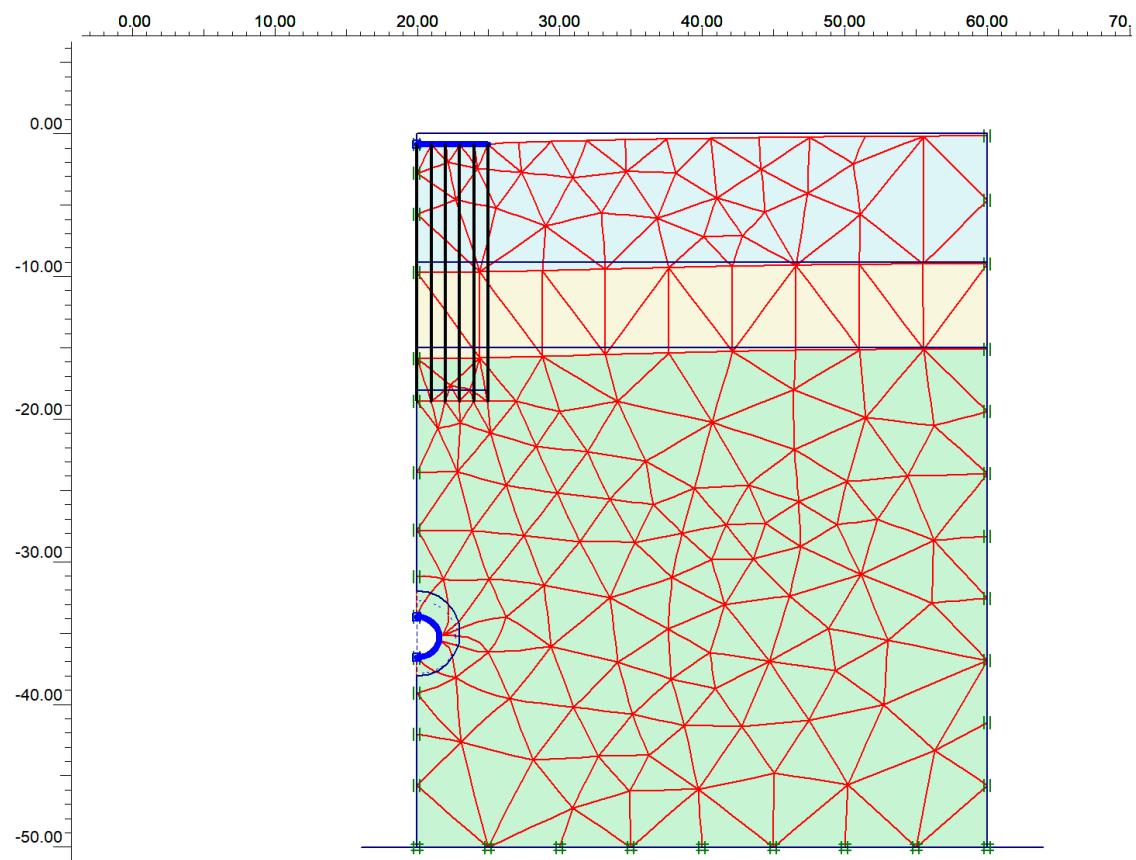
Figura 5.9 - tensões totais para o túnel encostado na ponta das estacas

#### 5.4 Túnel centralizado com raio de 3 m e profundidade de 35 m

Dando prosseguimento às variações de configuração do túnel, modela-se o sistema com o túnel em profundidade maior para determinar o a variação de seu impacto.

Modelou-se apenas metade do sistema por ele ser simétrico, perdendo, portanto, a necessidade de modelar os dois lados.

A Figura 5.10, Figura 5.11 e Figura 5.12 representam os dados de saída do programa para esta configuração.



*Figura 5.10 - malha deformada para o túnel centralizado com raio de 3 m e profundidade de 35 m com deformações majoradas 20.000 vezes*

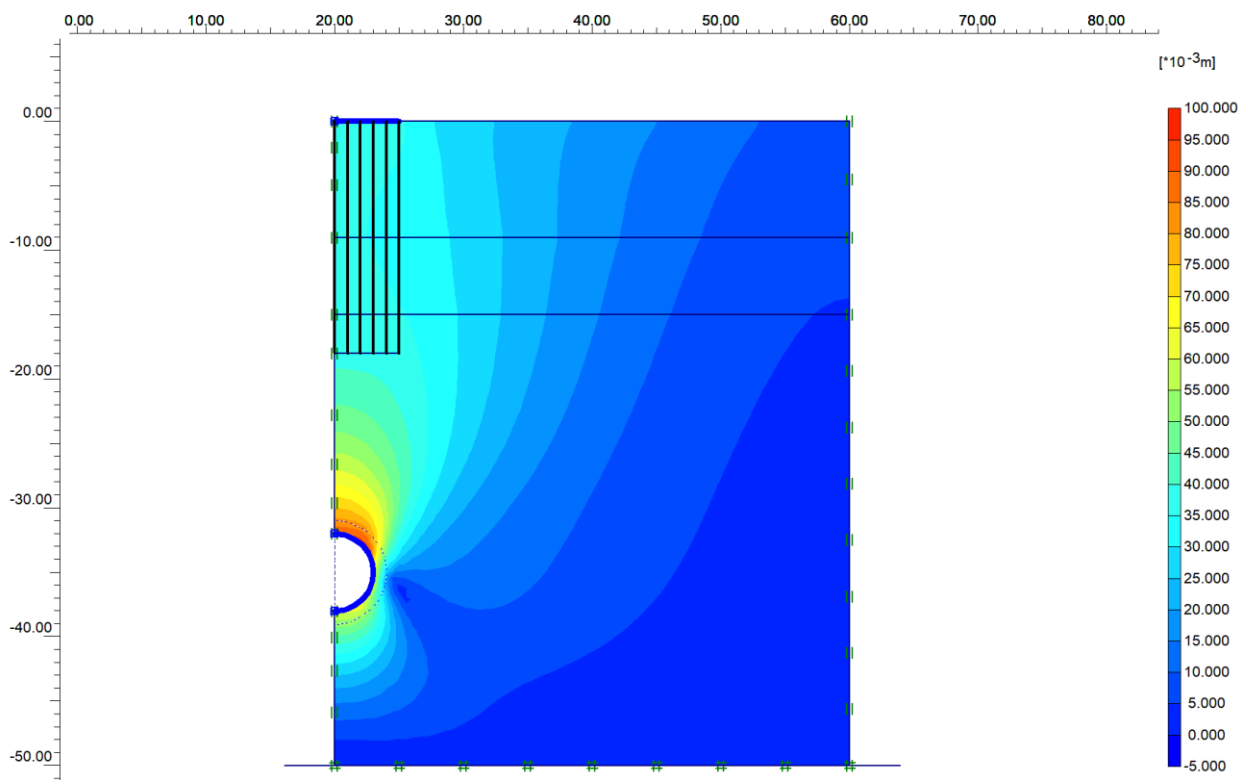


Figura 5.11 - deslocamentos verticais para o túnel centralizado com raio de 3 m e profundidade de 35 m

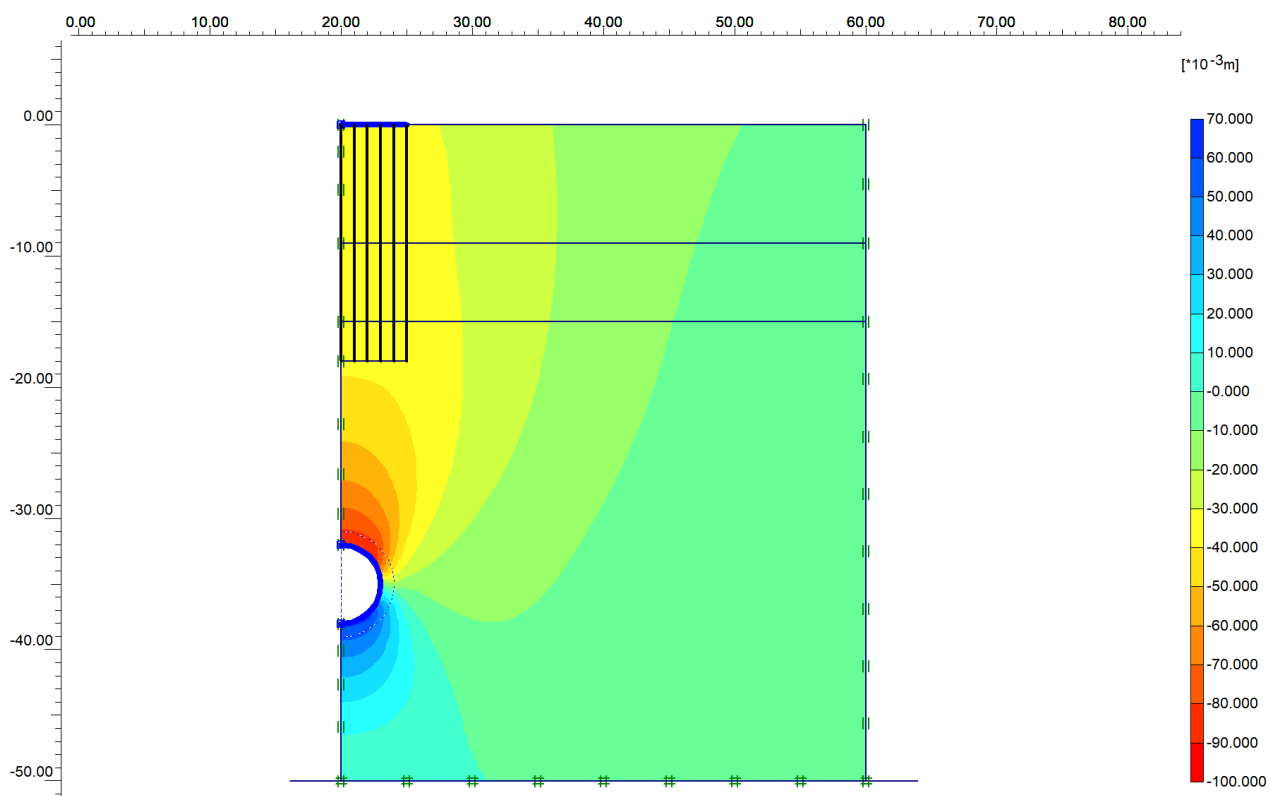


Figura 5.12 - deslocamentos verticais para o túnel com 3 m de raio de profundidade de 25 m

A partir das figuras, é possível determinar o recalque na estaca central e na da extrema direita, que foram, respectivamente, 3,9 e 3,5 cm. Fica um pouco difícil determinar o valor através da escala de cores, mas é possível aferir o valor no Plaxis.

O recalque diferencial, portanto, vale 0,4 cm, e o distorcional é de 1/1250.

## 5.5 Túnel centralizado com raio de 5 m e profundidade de 35 m

A última configuração a ser estudada visa comparar o efeito do aumento do raio do túnel. Assim, modelou-se uma situação em que o túnel está na mesma situação acima, porém tem raio de cinco metros.

Os dados são apresentados na Figura 5.13, Figura 5.14 e Figura 5.15.

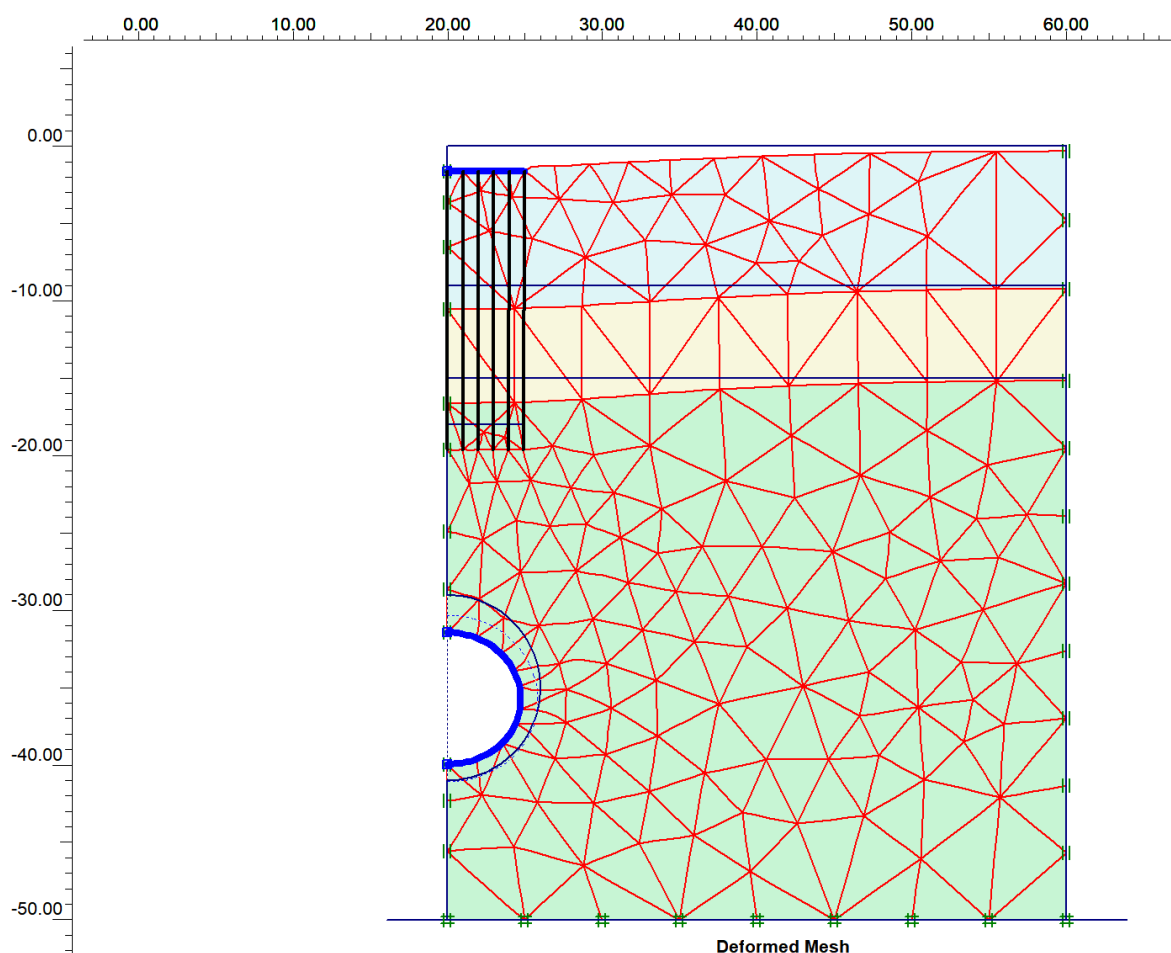


Figura 5.13 - malha deformada para o túnel centralizado com raio de 5 m e profundidade de 35 m, com as deformações majoradas em 10.000 vezes

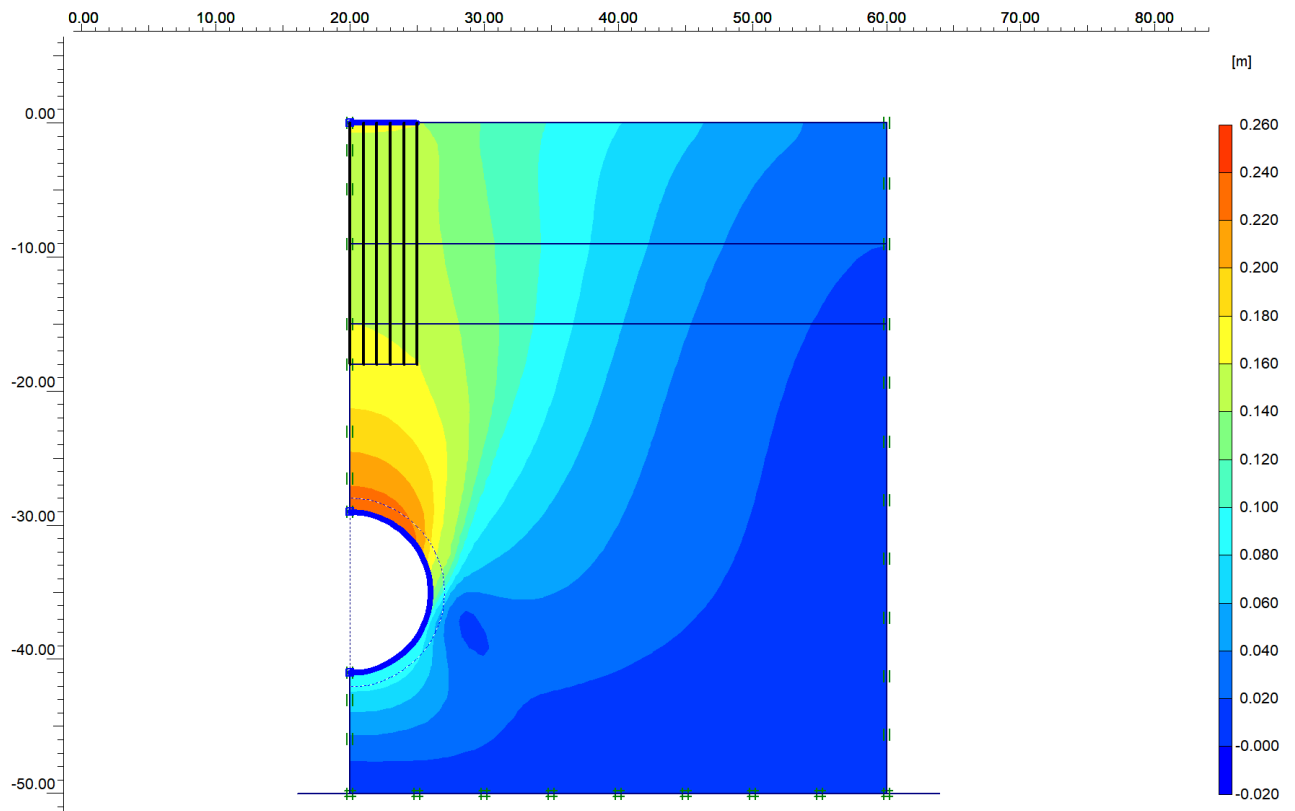


Figura 5.14 - deslocamentos totais para o túnel centralizado com raio de 5 m e profundidade de 35 m

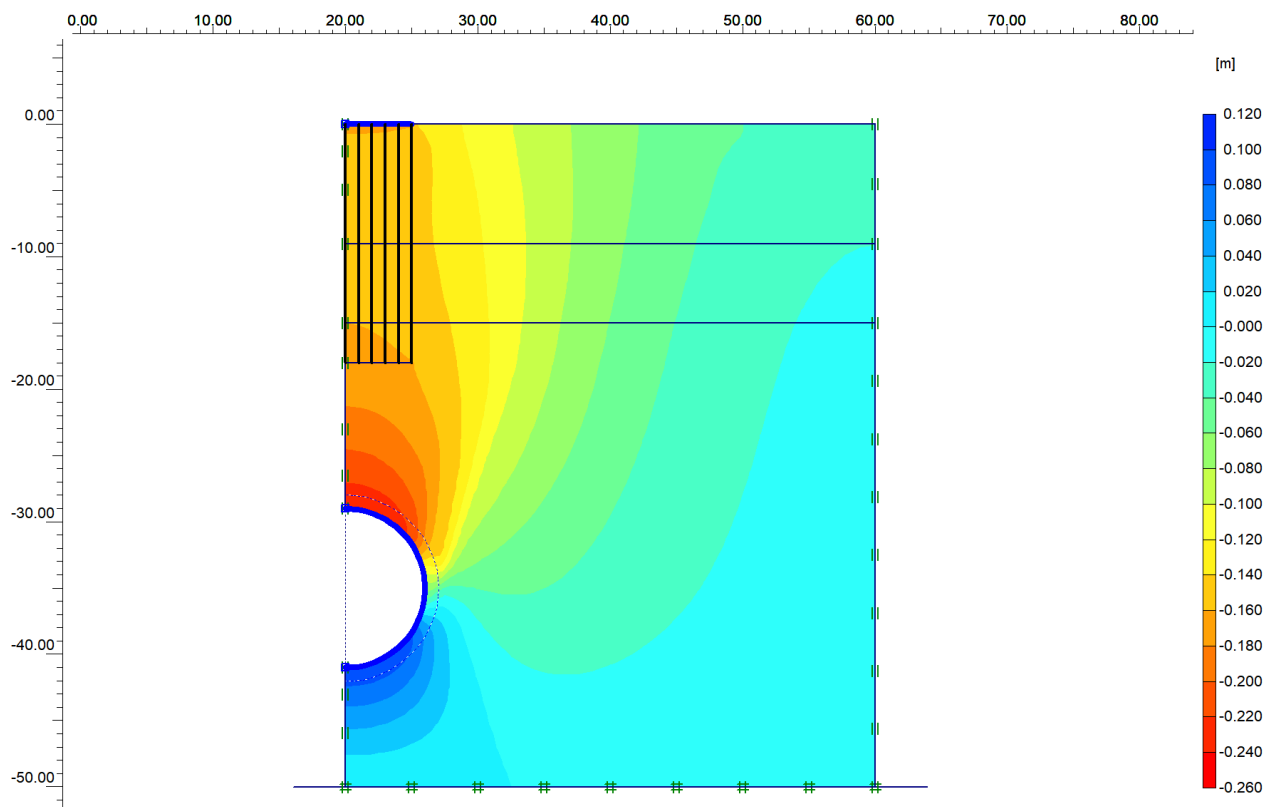


Figura 5.15 - deslocamentos verticais para o túnel com raio de 5 m e profundidade de 35 m

Através das figuras pode-se medir o recalque de cada uma das estacas, especialmente as que são usadas para calcular o recalque distorcional. Assim, o recalque na estaca central e da extrema direita são, respectivamente, 17 cm e 16 cm. Dessa forma, o distorcional é de 1/500.

Apesar de ter obtido um valor pequeno de recalque distorcional, observa-se que o valor do recalque é bastante elevado. Assim, para esse caso devem ser pensados outros tipos de sistema de suporte que podem ser instalados de forma mais rápida, impedindo então parte desse recalque. Esse, porém, não é o tópico central deste trabalho e não será detalhado além disso.

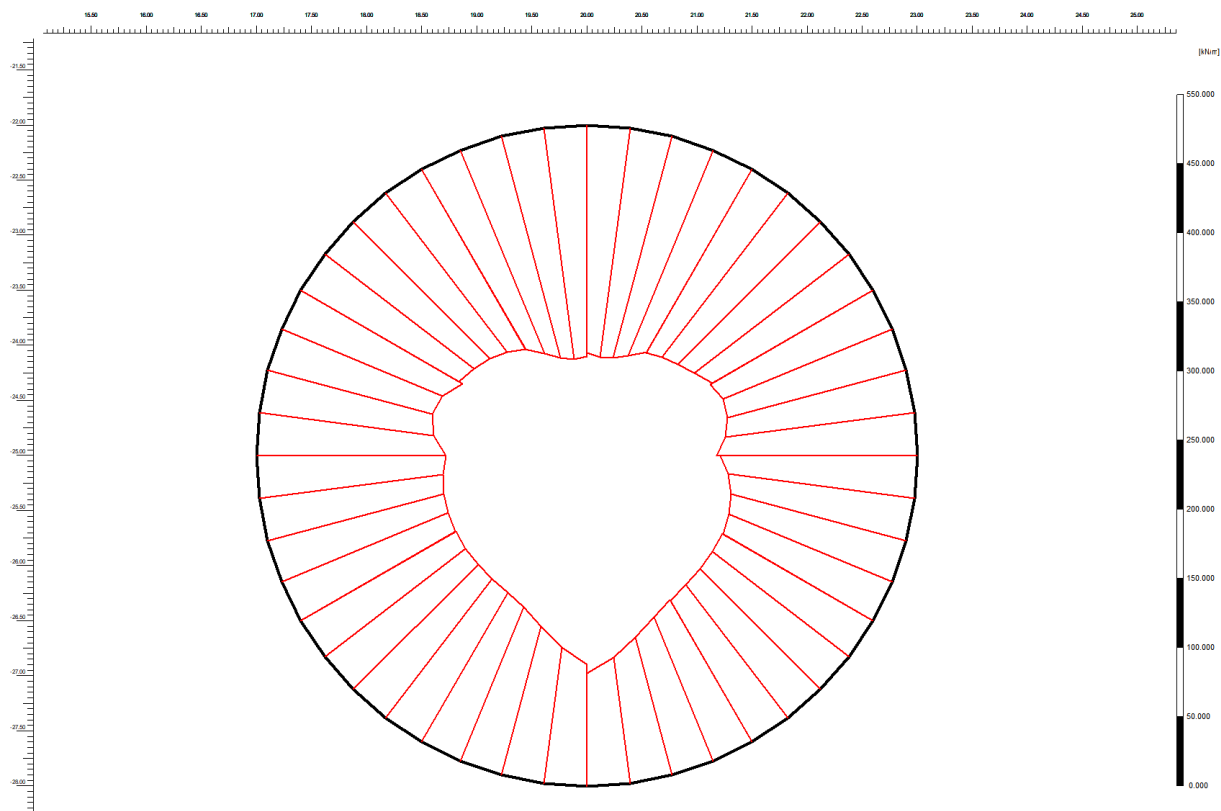
## 5.6 Diagramas de esforços do sistema de suporte do túnel

A título de complementação, utilizou-se outra das funcionalidades do *software*, a qual é calcular os esforços induzidos no sistema de suporte do túnel, sendo eles esforços axial e cisalhante e momento fletor. A partir do modelo de material criado é possível também calcular sua deformação.

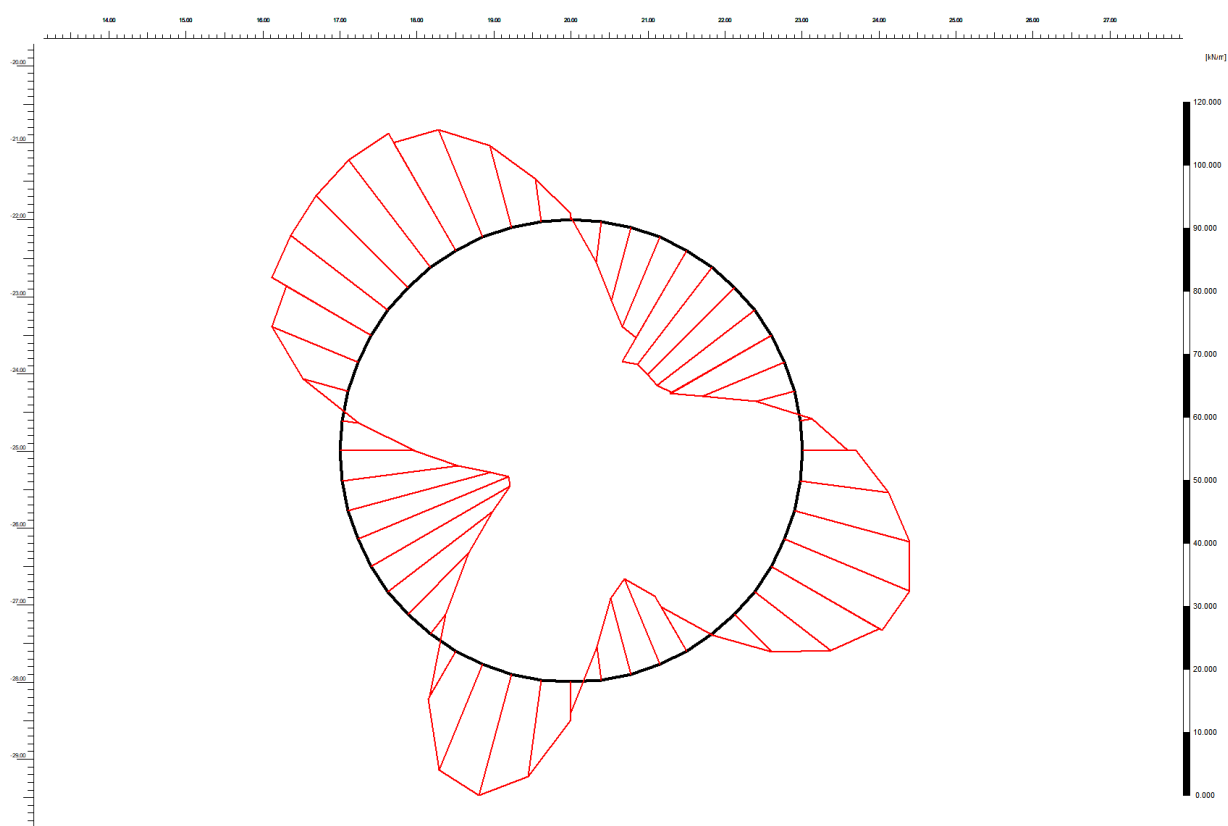
Tendo em vista que essa etapa é apenas com intuito de expandir o domínio do programa, os diagramas foram gerados apenas para uma das configurações do sistema, a qual foi a primeira delas: túnel centralizado, raio de três metros e profundidade de 25 metros. As constantes do material são aquelas já descritas em seções acima.

A Figura 5.16, Figura 5.17, Figura 5.18 e Figura 5.19 representam respectivamente o diagrama de esforço normal, cortante, momento fletor e o estado deformado do sistema de revestimento do túnel.

Os valores máximos lidos nesses diagramas, na ordem em que aparecem na frase acima e das figuras, são 168,67 kN/m, 25,82 kN/m, 31,61 kNm/m e 12,64 cm. Nota-se que os valores são todos em absolutos, e suas direções podem ser lidas nas figuras.



*Figura 5.16 - diagrama de esforços normais do revestimento do túnel*



*Figura 5.17 - diagrama de esforços cortantes do revestimento do túnel*

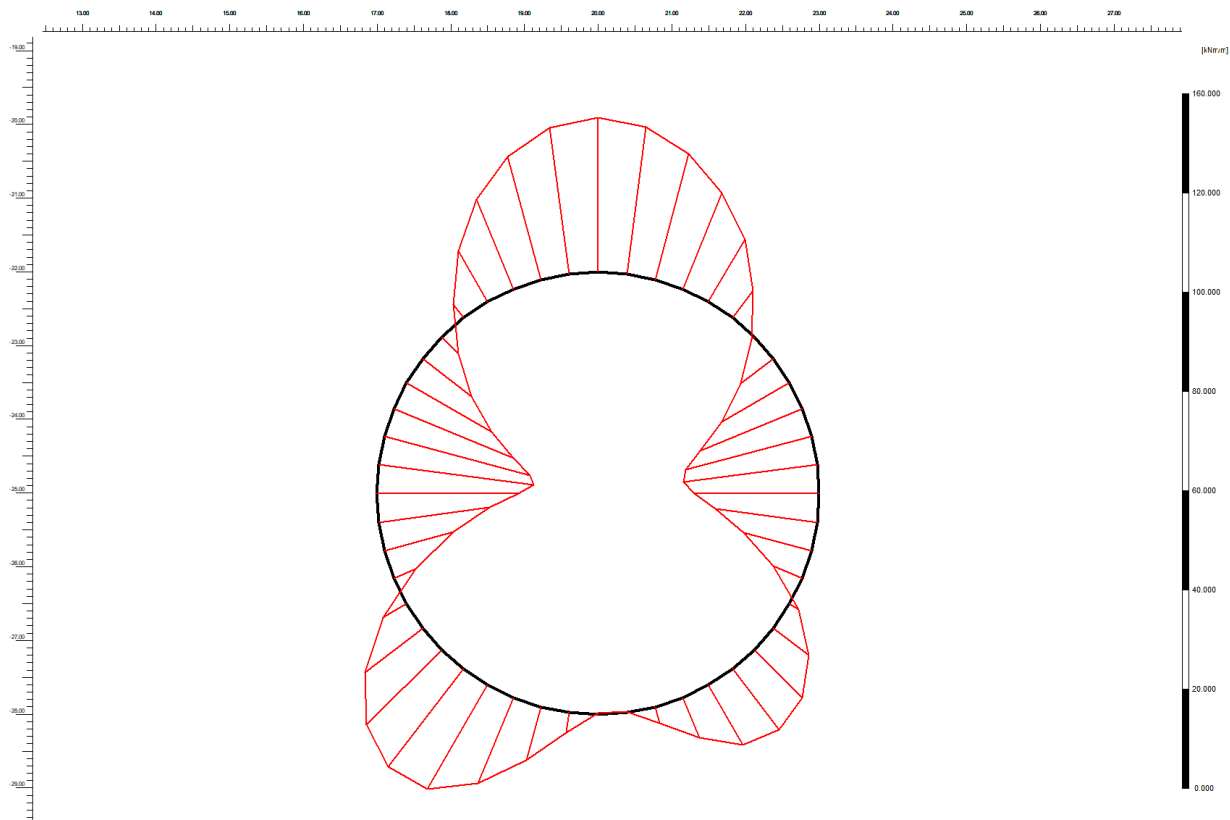


Figura 5.18 - diagrama de momento fletor do revestimento do túnel

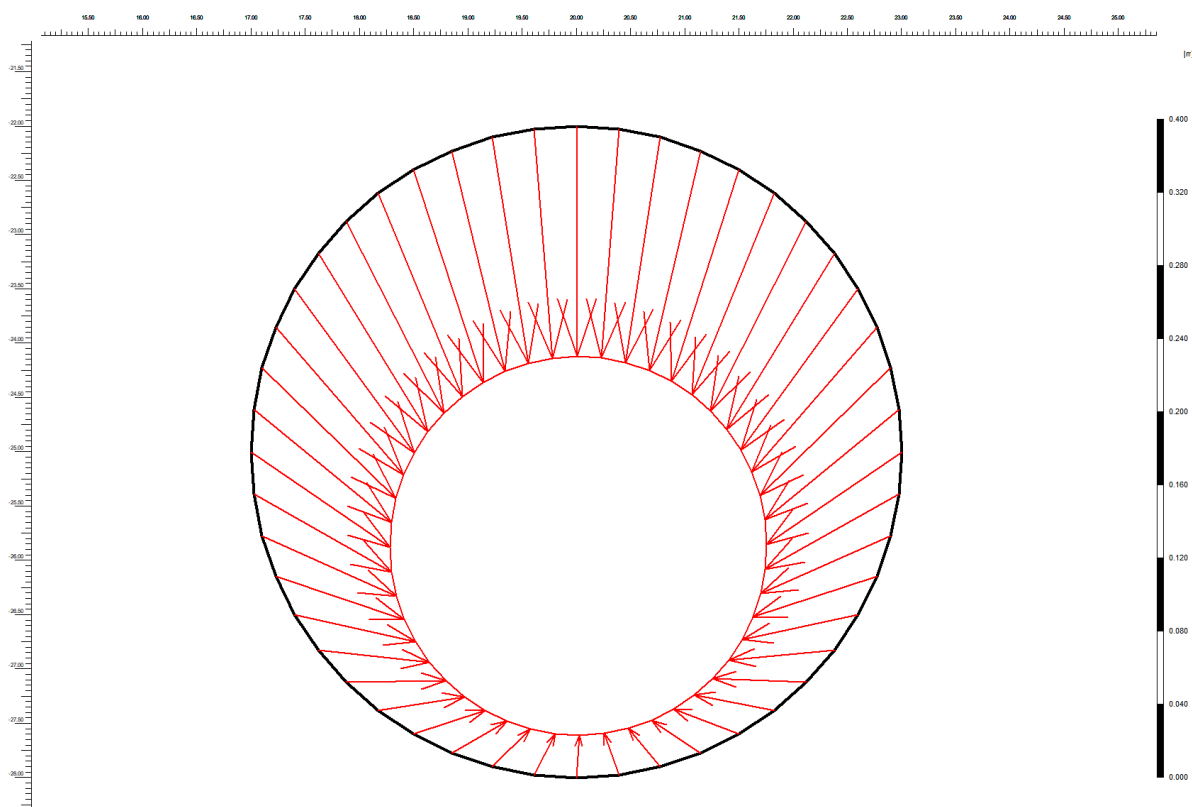


Figura 5.19 - estado deformado do revestimento do túnel



Esses valores são utilizados em etapas posteriores do projeto para dimensionar o sistema de suporte de fato.

## 6. Análise dos Resultados

O objetivo é traçar uma análise qualitativa da influência de cada um dos parâmetros variados. Assim, é possível conhecer qual exerce maior influência. Em trabalhos futuros, pode ser feita análise quantitativa, porém seriam necessárias mais modelagens para poder determinar em termos numéricos a influência de cada um dos tópicos. Dessa forma, limitou-se esse momento a uma análise qualitativa.

É importante ressaltar também que o túnel se mantém no mesmo tipo de solo, tendo em vista o fato de que a terceira camada, onde o túnel é escavado em todos os modelos, é a última da sondagem que se usou de base. Portanto, ela é considerada como “infinita” na direção negativa do eixo  $y$ .

Antes de mais nada, faz-se um resumo dos dados que foram obtidos nas simulações do *Plaxis*, para as diversas configurações já descritas. Os dados estão reunidos na Tabela 6.1. Tendo em vista que a configuração com o túnel junto às pontas das estacas foi modelada apenas para ampliar o conhecimento do programa e melhor compreender a situação, ela não versa na tabela.

Configuração	Raio (m)	Profundidade (m)	Posição relativa ao centro do edifício	Recalque Distorcional
1	3	25	Centralizado	1/500
2	3	25	Lateralizado	1/200
3	3	35	Centralizado	1/1250
4	5	35	Centralizado	1/500

Tabela 6.1 - Recalques distorcionais para as diferentes configurações.

A partir desses dados é possível comparar a influência de cada um dos parâmetros no recalque. As análises serão feitas com base em configurações nas quais varia-se apenas um fator por vez, mantendo os outros dois iguais. Assim, a análise será feita de dois a dois modelos por vez.

O primeiro fator a ser observado é o raio do túnel. Foram modelados dois raios diferentes, sendo os estados 3 e 4 da Tabela 6.1. O raio do primeiro era três metros, enquanto o do segundo era seis, ou seja, o valor foi dobrado de um modelo para o outro. Para o raio maior, o recalque distorcional foi 2,5 vezes maior do que para o menor.

O segundo deles é a profundidade. Foram modeladas também duas configurações, as quais são 1 e 3. Na primeira a profundidade do eixo do túnel é de 25 metros e na segunda de 35 metros, ou seja, a variação é de 10 metros. O recalque distorcional para o túnel mais profundo é também 2,5 vezes menor. Observa-se que as estacas chegam à profundidade de 18 metros cada.

Por fim, analisa-se o impacto da posição relativa entre o eixo do túnel e o eixo central do edifício. Na primeira das configurações o túnel é escavado diretamente sob o centro do edifício, enquanto na segunda seu eixo está deslocado dez metros para a esquerda do eixo central da placa que modela o edifício. Os modelos são, respectivamente, 1 e 2. Para esse caso, o recalque distorcional é 2,5 vezes maior no caso do túnel lateralizado.

Em resumo, todas as variações se relacionam através do coeficiente 2,5. Dessa forma, através da análise qualitativa que foi estabelecida, dobrar o raio, reduzir a profundidade em dez metros ou construir o túnel deslocado lateralmente dez metros tem todos o mesmo impacto no aumento do recalque distorcional. Individualmente, o aumento do raio provoca aumento do recalque, assim como a redução da profundidade. Para o afastamento lateral é importante observar que para o modelo em questão o efeito observado foi de aumento do recalque, porém logicamente é perceptível que esse efeito é limitado, pois ao se afastar em distâncias “infinitas” o túnel para de influenciar a estrutura. Dessa forma, deve-se ser cauteloso ao afirmar que o túnel deslocado lateralmente provoca recalques maiores, pois a afirmativa só é verdadeira para uma determinada gama de valores.

Tendo sido analisada a influência de cada um dos fatores, pode-se analisar o impacto do recalque distorcional observado na estrutura de fato. A Tabela 6.2 elenca os impactos desse recalque de acordo com valor medido. Sua origem é nas notas de aula do professor Dickran Berberian, feitas pela autora. O valor do recalque é apresentado na forma recalque diferencial medido sobre o tamanho do vão, estando as duas medidas na mesma unidade.

<b>Recalque distorcional</b>	<b>Impactos na estrutura</b>
1/830	observação de fissuras capilares, as quais são inofensivas
1/620	causa problemas em máquinas sensíveis, como por exemplo tomógrafos
1/550	observação de trincas em partes de gesso
1/500	aparecimento de fissuras inclinadas submilimétricas
1/400	portas começam a não abrir e fechar adequadamente
1/380	azulejos “afofam” e caem
1/330	problemas com armários embutidos
1/150	danos estruturais em qualquer edifício

*Tabela 6.2 - Efeitos do recalque distorcional.*

A partir dos dados apresentados na Tabela 6.2, é possível concluir que, para estruturas comuns, recalques acima de 1/600 serão, provavelmente, problemáticos. Para isso o denominador da fração deve ser um número menor do que 600. Assim, a única das situações que, tendo em vista as simplificações do modelo, não traria problemas para a estrutura é a configuração em que o túnel é escavado sob o eixo do edifício, a 35 metros de profundidade, e tem raio de três metros, dado que o recalque nela seria 1/1250. Nas situações 1 e 4 haverá trincas submilimétricas, e na 2 haverá problemas maiores, provavelmente até comprometimento estrutural. Nas situações 1 e 3 é importante observar se o edifício terá máquinas sensíveis a desnível, como por exemplo tomógrafos em clínicas de exames de imagem.

Observa-se que foram modeladas duas profundidades apenas para o túnel, uma que induz recalques distorcionais muito pequenos e a outra que causa, provavelmente, problemas estruturais. Dessa forma, provavelmente há uma profundidade entre as duas que induza um valor mais próximo ao limite estabelecido de recalque, tornando assim o túnel mais raso e a obra mais econômica. Esse valor pode ser encontrado através de mais simulações com o Plaxis.

## 7. Considerações Finais

Em conclusão, é possível endossar que, de fato, a construção de túneis e sua presença no meio subsolo causa impactos.

O primeiro analisado foi o recalque. Pôde-se perceber que a manifestação do perfil de recalques se dá através da combinação de um perfil vertical e de outro horizontal, com direção ao plano vertical que cruza com o eixo do túnel. Além disso, no contexto do impacto nas estruturas, foi notório o fato de que a estrutura, o solo e o túnel agem como um sistema. Assim, faz-se necessário considerar a rigidez da estrutura sobre o solo que recalca para analisar esse deslocamento, pois sua capacidade de receber carga e redistribuí-la na forma de tensões internas leva a um perfil diferente de recalques, mesmo quando provocado por um túnel com os mesmos parâmetros.

O segundo foi a vibração, que tem três origens diferentes. A primeira é causada pelos explosivos, e pode ser controlada através do uso de pequenos intervalos, da ordem de milissegundos, entre a detonação de partes da carga total de explosivos usada em cada frente. A outra é a vibração causada pela liberação das tensões originárias da rocha, conhecidas como tensões *in situ*. Ficou claro, porém, que essa vibração é notória e precisa ser levada em consideração quando a tensão é elevada ou o tempo de descarregamento é pequeno. A última é a causada pela operação do túnel, onde circulam trens que causam vibrações que podem levar a danos estruturais e a desconfortos da população que habita os edifícios lindeiros. Observou-se também que as vibrações podem liberar tensões tectônicas presentes no meio, e que cada uma delas é distinguível através de suas assinaturas.

Quanto à hidrogeologia, percebeu-se que o problema se divide em quatro frentes: forma como se dá o fluxo da água, quantidade de água presente, qualidade dessa água e sua temperatura. Percebe-se que esses impactos podem levar à alteração do nível freático, que pode provocar alagamentos ou pontos secos no lençol. Além disso, percebeu-se que as injeções de grout podem afetar a água subterrânea formando plumas de alcalinidade, e que essa alteração pode ter efeito destrutivo sobre o sistema de suporte dos túneis, que deve ser projetado para a qualidade da água medida naquele momento e, também, para quando esta já tenha sido alterada pela obra. A mudança de temperatura da água, por sua vez, pode impactar a biota da região e, além disso, mecanismos de aproveitamento de energia geotérmica.

Por fim, observou-se que a presença de um túnel quando há ondas sísmicas percorrendo o meio pode ter efeito tanto de aumentar a aceleração da superfície quanto de reduzi-la. Isso porque há dependência de fatores como tamanho e profundidade do túnel, tipo de terremoto e características das ondas em questão, como frequência e comprimento de onda.

Em uma segunda etapa foi elaborada análise qualitativa da influência de cada um dos parâmetros de projeto através do método dos elementos finitos. O *software* utilizado foi o Plaxis 2D, o qual considerou-se bastante completo e compatível com a problemática. Através de projeto de fundações profundas tipo estaca e sondagem SPT reais, criou-se um modelo do solo e da estrutura já existente previamente à escavação do túnel. Assim, pode-se modelar o túnel em diversas posições e de diversos tamanhos.

Após a geração dos dados no Plaxis, foi possível obter o recalque em cada uma das estacas e também seu deslocamento horizontal. Calculou-se, então, o recalque distorcional

para cada uma das situações para ser possível compará-las. As conclusões obtidas foram que a redução da profundidade em dez metros, o aumento do raio de três para seis metros e o deslocamento lateral do eixo do túnel em relação ao do prédio em dez metros tem impacto semelhante no aumento do recalque distorcional, que em todos os casos foi multiplicado por 2,5.

Em suma, conforme esperado, o aumento do raio do túnel provoca aumento do recalque diferencial e consequentemente do recalque distorcional, assim como se o túnel for menos profundo. O deslocamento lateral em relação ao eixo central do edifício provoca aumento no recalque distorcional também, apesar de esse aumento ser limitado a algum ponto, pois em algum momento o túnel estará a uma distância grande o suficiente para sair da zona de influência da estrutura lindeira. O recalque total de cada uma das estacas também aumenta em todos esses casos, o que deve ser analisado apesar de ser, em geral, menos problemático do que o recalque distorcional. Isso ocorre porque quando os pontos de apoio da estrutura recalcam de forma diferente são induzidas tensões, as quais podem ser calculadas através de técnicas da teoria das estruturas.

## 8. Referências

Adhikari, G. R., Babu, A. R., Balachander, R., Gupta, R.N., 1999. On the application of rock mass quality for blasting in large underground chambers. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 14, 367-375.

Attard, G., Rossier, Y., Winiarski, T., Eisenlohr, L., 2017. Urban underground development confronted by the challenges of groundwater resources: guidelines dedicated to the construction of underground structures in urban aquifers. *Land Use Policy*, 64, 461-469.

Attard, G., Winiarski, T., Rossier, Y., Eisenlohr, L., 2016. Review: impact of underground structures on the flow of urban groundwater. *Hidrogeology J*, 24, 5-19.

Attewell, P.B., 1978. Ground movements caused by tunnelling in soil. In *Large ground movements and structures*, J.D. Geddes (ed.), Pentech Press, London, pp. 812–948.

Baziar, M.H., Moghadam, M.R., Dong-Soo, K., Choo, Y. W., 2014. Effect of underground tunnel on the ground surface acceleration. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 44, 10-22.

Burger, W. (2014). "Multi-mode tunnel boring machines / Multi-Mode Tunnelvortriebsmaschinen." *Geomechanics and Tunnelling* 7 (1): 18-30.

Cao, W., Li, X., Tao, M., Zhou, Z., 2016. Vibrations induced by high initial stress release during underground excavations. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 53, 78-95.

Cording, E.H., Hansmire, W.H., MacPherson, H.H., Lenzini, P.A. and Vonderohe, A.D., 1976. Displacements around tunnels in soil. Final report, Contract DOT FR 30022 Dept. of Transportation, Washington, DC.

Chissolucombe, I. Simulação numérica para avaliação de danos em edifícios adjacentes à escavação de um túnel. 2001, 114 f. Dissertação de mestrado, Universidade de Brasília, Brasília.

Dassargues, A. 1997. Vers une meilleure fiabilité dans le calcul des tassements dus aux pompes d'eau souterraine, A) Première partie: prise en compte de la variation au cours du temps des paramètres hydrogéologiques et géotechniques (in French), *Annales de la Société Géologique de Belgique*, 118 (1995) (2), 95-115.

Dinis da Gama, C., Barroso, F., 2006. Caracterização de vibrações devidas à tuneladora na escavação do lote Alameda-Saldanha do metro de Lisboa. 10º Congresso Nacional de Geotecnia (Portugal).

Eiswirth, M., Wolf, L., Holtz, H., 2004. Balancing the contaminant input into urban water resources. *Environ. GEol.* 46 (2), 246-256.

Franzius, J.N., Potts, D.M., Burland, J.B., 2006. The response of surface structures to tunnel construction. *Geotechnical Engineering*, London, 159 Issue GEI, 3-17.

Gama, C.D., Barroso, F., 2005. Caracterização de vibrações devidas à tuneladora na escavação do lote Alameda-Saldanha do metrô de Lisboa. 10 f. Artigo científico – Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.

Guobo, W., Mingzhi, Y., Yu, M., Jun, W., Yaxi, W., 2018. Experimental study on seismic response of underground tunnel-soil-surface structure interaction system. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 76, 145-159.

He, M. C., Miao, J. L., Feng, J. L., 2010. Rock burst process of limestone and its acoustic emission characteristics under true-triaxial unloading conditions. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 47, 286-298.

Twana, H., Marshall, A.M., Tizani, W., 2018. A cantilever approach to estimate bending stiffness of buildings affected by tunnelling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 71, 47-61.

ITAtch Activity Group Excavation, 2016. Vibration Control in Urban Drill and Blast Tunnelling. 24 f. ITAtch Report n° 8.

Merrick, N., Jewell, C., 2003. Modelling of the groundwater impact of a sunken urban motorway in Sydney, Australia. *RMZ – Materials and Geoenvironment*, 50, 229-232.

Kochen, R., 2014. Túneis em Solo. Grupo de Slides disponível em [www.geocompany.com.br/08.publicacoes.php](http://www.geocompany.com.br/08.publicacoes.php), acesso em 11/2018.

Kurzweil, L. G., 1979. Ground-borne noise and vibration from underground systems. *Journal of Sound and Vibration*, 66, 363-370.

Li, H.-Q., Parriaux, A., Thalmann, P., Li, X.-Z., 2013. An integrated planning concept for the emerging underground urbanism: deep city method part 1 concept, process and application. *Tunn. Undergr. Space Technology*. 38, 559-568

Loganathan, N., Poulos, H. G. & Stewart, D. P., 2000. Centrifuge model testing of tunnelling-induced ground and pile deformations. *Geotechnique* 50, No. 3, 283-294.

Longo, S., Gama, C.D., 2004. Análise de riscos inerentes às vibrações transmitidas às estruturas. 10 f. Artigo científico – Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.

Marinos, P., Kavvadas, M., 1997. Rise of the groundwater table when flow is obstructed by shallow tunnels. Groundwater in the urban area: problems processes and management. 27<sup>th</sup> Cong. Int. Assoc. Hydrogeologists (IAH), 21-27.

Miklowitz, J., 1963. Transient wave propagation in elastic rods and plates. Journal of Geophysical Research, 68, 1190-1192.

Mirhabibi, A., Soroush, A., 2012. Effects of surface buildings on twin tunnelling-induced ground settlements. Tunnelling and Underground Space Technology, 29, 40-51.

Mossmark, F., Ericsson, L.O., Norin, M., Annertz, K.K., Dahlström, L.O., 2010. Groundwater and hydrochemical interaction with underground constructions — experience from Hallandsåsen. NBM-Conference, 2010, Kongsberg.

Mossmark, F., Ericsson, L.O., Norin, M., Dahlström, L.O., 2015. Hydrochemical changes caused by underground construction – a case study of the Kattleberg rail tunnel. Engineering Geology, 191, 86-98.

Plaxis Version 8 Scientific Manual, acompanha o programa no *download*, realizado em 09/2018, 36 f.

Plaxis Version 8 Tutorial Manual, acompanha o programa no *download*, realizado em 09/2018, 114 f.

Potts, D.M., Addenbrook, T.I., 1997 A structure's influence on tunnelling-induced ground movements. Proc. Inst. Civ. Engrs, Geotech. Eng. 125, 109–125.

Roy, M.P., Singh, P.K., Sarim, Md., Shekhawat, L.S., 2016. Blast design and vibration control at an underground metal mine for the safety of surface structures. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 83, 107-115.

Santos, L.C., Valério, P., 2006. Monitorização de vibrações em edifícios e monumentos. 12 f. Artigo científico - Laboratório de Acústica e Vibrações, Lda, Grupo Absorator, Taguspark, Oeiras, Portugal

Selby, A., 1999. Tunnelling in soils – ground movements, and damage to buildings in Workington, UK. Geotechnical and Geological Engineering, 17, 351-371.

Sirivachiraporn, A., Phienwej, N., 2012. Ground movements in EPB shield tunnelling of Bangkok subway project and impacts on adjacent buildings. Tunnelling and Underground Space Technology 30, 10-24.



Smirnov, V., Tsukernikov, I., 2017. To the question of vibration levels prediction inside residential buildings caused by underground traffic. *Procedia Engineering*, 176, 371-380.

Wang, G.B., Yan, M.Z., Ma, X.F., et al., 2017. Numerical study on the seismic response of the underground subway station-surrounding soil mass-ground adjacent building system. *Front. Struct. Civil Eng.* (in press). Doi: 10.1007/s11709-016-0381-7.

Xia, X., Li, H.B., Li, J.C, Yu, C., 2013. A case study on rock damage prediction and control method for underground tunnels subjected to adjacent excavation blasting. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 35, 1-7.

Yang, Y., Haitao, Y., Qiao, Z., Gu, Y., Yang, Z., Li, X., 2013. Seismic analysis of a long tunnel based on mulit-scale method. *Engineering Structures*, 49, 572-587.

Yoo, C., 2009. Performance of multi-faced tunnelling – a 3D numerical investigation. *Tunnelling Underground Space Technology*, 24, 562-573.

Zhao, C., Lavasan, A.A., Holter, R., Schanz, T., 2018. Mechanized tunneling induced building settlements and design of optimal monitoring strategies based on sensitivity field. *Computer and Geotechnics*, 97, 246-260.